

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA**

Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

**MÉMOIRE**

présenté pour obtenir le diplôme de

**MAGISTER en Génie Civil de l'UNIVERSITÉ A. MIRA de BEJAIA**

Discipline : Matériaux et structures

**Thème**

**ÉTUDE DE L'INFLUENCE DES PARTICULES FINES  
SUR LES COUCHES DE BASE ET DE FONDATION  
DES ASSISES DE CHAUSSÉES**

Présenté par

M<sup>elle</sup> Boukemouche Leila

Soutenue devant le jury, composé de :

M<sup>r</sup>. Maza Mustapha, M. Conférences, université de Bejaia, Président.

M<sup>r</sup>. Melbouci Bachir, M. Professeur, université de Tizi Ouzou, Rapporteur.

M<sup>r</sup>. Bahar Ramdane, Professeur, université de Tizi Ouzou, Examineur.

M<sup>r</sup>. Tahakourt A. Kader, M. Conférences, université de Bejaia, Examineur.

M<sup>r</sup>. Bouzekri Lyachi, Directeur au laboratoire LTPE, Invité.

M<sup>r</sup>. Mehidi Khaled, Chargé de Cours, université de Bejaia, Invité.

Année universitaire : 2006 - 2007



# Remerciements

Tout d'abord je remercie **Dieu** de m'avoir donné toute la force et la patience de continuer et de repartir à chaque fois que j'ai failli céder au découragement.

Mes premiers remerciements, sans doute les plus sincères, sont adressés à mon rapporteur **M<sup>r</sup>. Melbouci Bachir**, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, sans qui se travail n'aurait pas vu le jour. Je tiens à le remercier de m'avoir confié ce travail, pour les qualités scientifiques de son encadrement et sa vigilance à l'égard de mon travail pour mener à terme cette recherche.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à **M<sup>r</sup>. Bouzekri Lyachi**, Chef d'antenne du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (LTPE). Je voudrai vous remercier pour tout ce que vous avez fait pour moi, merci pour votre accueil chaleureux au sein de votre laboratoire, là où j'ai trouvé un soutien et une certaine forme de liberté pour réaliser une partie des essais, pour vos services instantanés et d'avoir su me consacrer un peu de votre temps pour éclaircir mes doutes ; et ce malgré vos nombreuses obligations. Certainement, mes remerciements ne suffiront pas à récompenser toute l'aide dont vous avez fait preuve. Que vous trouviez ici l'expression de mes sincères gratitudes.

Je remercie également **M<sup>r</sup>. Mehidi Khaled**, Chef du Département Génie Civil et Chargé de Cours à l'université A.Mira de Bejaia, pour ses encouragements et conseils avisés.

J'adresse mes plus vifs remerciements à tous les membres de jury de cette soutenance : à **M<sup>r</sup>. Maza Mustapha**, Maître de Conférences et Chef du Département Hydraulique de l'université A. Mira de Bejaia, d'avoir accepté de présider ce jury. Aux examinateurs : **M<sup>r</sup>. Bahar Ramdane**, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou et **M<sup>r</sup>. Tahakourt A.Kader**, Maître de Conférences à l'université A. Mira de Bejaia d'avoir bien voulu examiner ce mémoire.

Par ailleurs, j'adresse un remerciement tout particulier à tout le personnel du LTPE : aux ingénieurs géologues **Afir Abdenour** et **Djouder Abderrahmane**, à tous les techniciens et particulièrement au technicien **Ouadi Hacène**, qui m'a témoigné son soutien moral et apporté certaines suggestions et réflexions pour la réalisation des essais, vu son expérience qui date de longues années au LTPE. Enfin, je les remercie tous d'avoir su rendre si agréable le cadre du travail, malgré toutes les contraintes. Et sans oublier, je remercie aussi les techniciens des Laboratoires MDS et Béton de l'université de Bejaia.

Je ne finirai pas mes remerciements sans ma famille, surtout mes chers parents et mon adorable tante, qui ont suivi avec intérêt les pérégrinations de mon parcours scolaire, étudiantin et plus encore. Mes chaleureux remerciements vont aussi à tous mes collègues, amis et copines, qui ont su me réconforter et remonter le moral et dont je n'oublierai pas leur visite régulière au laboratoire, pendant les vacances d'été.

Enfin, il m'est impossible de citer tous les noms, sans commettre d'oubli, la liste est longue et l'espace est restreint, alors j'exprime toute ma gratitude envers tous ceux qui ont contribué, d'une façon ou d'une autre, à l'aboutissement du présent ouvrage.

## Résumé

Actuellement, les matériaux rocheux, issus de l'exploitation de carrières constituent une fraction importante des fondations et couches de base modernes. Ils sont largement utilisés dans les chaussées à faible et à moyen trafic.

La présence de particules fines, en quantités excessives, dans un matériau granulaire peut nuire à l'ouvrage projeté et compromettre ainsi la qualité de la structure envisagée. L'étude entreprise dans ce mémoire, a porté essentiellement sur l'effet de l'ajout de particules fines, calcaires et argileuses, dont le diamètre est inférieur à  $80\mu\text{m}$ , sur les matériaux granulaires non liés, destinés à la construction de la couche de base et de fondation d'une assise de chaussée. L'intérêt est de déterminer le taux optimal de ces particules fines, permettant à la fois une amélioration des caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre et une rigidité suffisante de la chaussée une fois mise en service.

Le programme expérimental établi dans cette étude, consiste à réaliser des essais caractéristiques (principalement de compactage et de portance) sur trois fractions granulaires, de granulométrie différente, auxquelles nous avons additionné différents pourcentages pondéraux de particules fines calcaires et argileuses.

Au cours des essais, nous avons mis en évidence l'influence de la granulométrie, de la teneur en eau, de la teneur en fines et de leur minéralogie, sur la densité sèche des mélanges compactés. Il se trouve que la portance de ces mélanges granulaires, est fortement influencée par ces paramètres.

Les résultats expérimentaux obtenus, ont révélé que la résistance au poinçonnement des mélanges varie considérablement, selon la classe granulométrique compactée, l'énergie utilisée, la nature et la quantité de fines additionnée, et les conditions hydriques dans lesquelles les échantillons ont été soumis.

**Mots-clés :** chaussées, compactage, portance, couche de base, fondation, particules fines, argile, caractéristiques, écrasement, matériaux granulaires.

## Abstract

At present, the rocky materials, stemming from the exploitation of quarries constitute an important fraction of the foundations and modern basic layers. They are widely used in asphalt pavements in weak and in average traffic.

The presence of fine particles, in excessive quantities, in a granular material can damage the planned structure and compromise so the quality of the envisaged structure. The study begun in this report, concerned essentially the effect of the addition of fine particles, limestones and clayey, which diameter is lower than 80 $\mu$ m, on unbound granular materials, intended for the construction of the layer of base and foundation of a seat roadway. The interest is to determine the optimal rate of these fine particles, allowing at the same moment an improvement of the mechanical characteristics of the implemented materials and a sufficient rigidity of the roadway once put into service.

The experimental program established in this study, is to carry out specific tests (mainly compaction and lift) over three granular fractions, of different particle size, to which we added various ponderal percentages of clayey and calcareous fine particles.

During testing, we have highlighted the influence of particle size, the moisture content, the content of fines and their mineralogy, on the dry density of compacted mixtures. It turns out that the lift of these granular mixtures is strongly influenced by these parameters.

The obtained experimental results showed that the bearing capacity of mixtures varies considerably, depending on class size compacted, the used energy, the nature and amount of fines added, and the hydrous conditions in which samples were subjected.

**Keywords:** roads, compaction, bearing capacity, base layer, foundation, fine particles, clay, characteristics, crushing, granular materials.

# **TABLE DES MATIÈRES**

# TABLE DES MATIÈRES

Remerciements	
Résumé	
Abstract	
Table des matières	
Tables des illustrations	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations et notations	
Introduction générale .....	1

## PARTIE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

<b>Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le compactage .....</b>	<b>4</b>
I.1 Aperçu général sur les granulats routiers .....	4
Généralités .....	4
I.1.1 Caractérisation des granulats .....	5
I.1.1.1 Caractéristiques physico-chimiques.....	6
I.1.1.2 Caractéristiques géotechniques.....	6
I.1.1.2.1 Caractéristiques intrinsèques .....	7
I.1.1.2.2 Caractéristiques liées au mode de fabrication .....	8
I.2 Aperçu général sur le compactage .....	9
I.2.1 Fonctions principales du compactage .....	10
I.2.2 Paramètres du compactage .....	11
I.2.3 Effets du compactage sur les sols .....	12
I.2.3.1 Effets sur les sols grenus .....	12
I.2.3.2 Effets sur les sols fins.....	12
I.3 Influence des paramètres d'états sur le comportement des matériaux compactés .....	12
I.3.1 Influence de la nature minéralogique et de la morphologie des grains .....	12

I.3.2 Influence de la granulométrie et de la teneur en fines .....	15
I.3.3 Influence de la teneur en eau .....	17
I.3.4 Influence de l'intensité de compactage .....	19
I.4 Mise en évidence du phénomène d'écrasement des grains .....	19
I.4.1 Paramètres influençant la rupture des grains .....	20
I.4.1.1 Paramètres de nature .....	20
I.4.1.2 Paramètres mécaniques .....	21
I.4.2 Facteurs quantifiant la rupture des grains.....	23
I.4.2.1 Méthode à une seule taille des grains.....	24
I.4.2.2 Méthode à plusieurs tailles des grains.....	24
I.4.3 Modes de rupture des grains.....	25
I.4.3.1 Ecrasement des grains selon Bishop et Henkel (1962) .....	25
I.4.3.2 Ecrasement des grains selon Ramamurthy (1966).....	25
I.4.3.3 Ecrasement des grains selon Guyon et Troadec (1994) .....	28
Conclusion .....	29
<b>Chapitre II : Dimensionnement des chaussées .....</b>	<b>30</b>
Introduction.....	30
II.1 Structures de chaussées .....	31
II.2 Différents types de structures de chaussées.....	33
II.3 Principe de dimensionnement des chaussées.....	37
II.3.1 Méthodes empiriques .....	38
II.3.2 Méthodes rationnelles .....	38
II.4 Facteurs déterminants pour le dimensionnement des structures de chaussée .....	39
II.4.1 Le trafic .....	39
II.4.1.1 Détermination de la classe de trafic .....	39
II.4.1.2 Détermination du trafic cumulé équivalent TCEi.....	40
II.4.2 Les conditions atmosphériques.....	41
II.4.3 Le sol support .....	41
II.4.4 Les matériaux .....	43
II.4.5 La durée de vie .....	43
II.5 Principe de dimensionnement par la méthode CBR .....	43
Conclusion .....	47



## PARTIE II : ÉTUDE EXPERIMENTALE

<b>Chapitre III : Étude géologique et géotechnique .....</b>	<b>48</b>
Introduction .....	48
III.1 Problématique et objectif .....	49
III. 2 Matériaux utilisés.....	49
III. 3 Situation géographique et origine géologique .....	50
III. 4 Analyse des paramètres géotechniques des matériaux étudiés .....	51
III. 4.1 Propriétés physico – chimiques.....	51
III. 4.1.1 Analyse granulométrique .....	52
III. 4.1.2 Détermination des masses volumiques (absolues et apparentes), porosité et module de finesse MF .....	54
III. 4.1.3 Détermination de la propreté des sables et des gravillons .....	56
III. 4.1.4 Analyse sédimentométrique .....	58
III. 4.1.5 Détermination des limites d’Atterberg .....	59
III. 4.2 Propriétés minéralogiques.....	61
III. 4.3 Propriétés chimiques.....	62
III. 4.3.1 Granulats .....	62
III. 4.3.2 Argile .....	63
III. 4.4 Propriétés mécaniques .....	63
III. 4.4.1 Détermination de la résistance à l’usure et aux chocs .....	64
III. 4.4.2 Détermination du caractère évolutif des granulats .....	65
III. 5 Discussion et interprétation .....	71
III .5.1 Paramètres physico-chimiques.....	71
III. 5.1.1 caractérisation des granulats .....	71
III.5.1.2 caractérisation des matériaux argileux.....	73
III. 5.2 Paramètres mécaniques.....	77
Conclusion .....	79
<b>Chapitre IV : Étude de la compactabilité des mélanges.....</b>	<b>81</b>
Introduction.....	81
IV. 1 Objectif .....	82

IV. 2 Aperçu théorique sur le compactage .....	82
IV. 2.1 Rappel.....	82
IV. 2.2 Principe sommaire de l'essai Proctor .....	83
IV. 2.3 Mode opératoire .....	85
IV. 3 Caractérisation des mélanges granulaires (GNT).....	88
IV. 4 Caractéristiques à l'OPM.....	88
IV. 4.1 Présentation des résultats.....	88
IV. 4.2 Analyse des résultats d'essais Proctor .....	98
IV. 4.2.1 Evolution de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale, en fonction de la teneur en fines .....	98
IV. 4.2.2 comparaison entre les différents résultats.....	103
IV. 4.3 Discussions et interprétations .....	105
IV. 4.3.1 Mécanisme du compactage.....	105
IV. 4.3.2 Influences des paramètres liés au matériau.....	106
IV. 4.4 Evolution de la granulométrie des mélanges compactés .....	114
IV. 4.5 Quantification de la rupture des grains.....	119
Conclusion .....	123
<b>Chapitre V : Étude de la portance et dimensionnement de l'assise.....</b>	<b>125</b>
V.1 Etude de la portance des mélanges compactés .....	125
Introduction.....	125
V.1.1 Objet .....	126
V.1.2 Méthodologie .....	126
V.1.3 Principe et mode opératoire .....	126
V.1.4 Appareillage .....	127
V.1.5 Exécution de l'essai .....	127
V.1.5.1 Confection des éprouvettes .....	127
V.1.5.2 Mise en immersion et mesure du gonflement .....	128
V.1.5.3 Exécution du poinçonnement .....	129
V.1.6 Présentation des résultats .....	130
V.1.7 Discussions et interprétations.....	137
V.1.8 Etude de la variation de I.CBR en fonction de $w$ .....	141
V.1.9 Evolution de I.CBR immersion en fonction de l'intensité de compactage et mesure du gonflement des mélanges.....	142

V.2 Dimensionnement du corps de la chaussée .....	146
V.2.1 Détermination de l'épaisseur totale de la chaussée .....	146
V.2.1.1 Hypothèses et données de dimensionnement .....	147
Conclusion .....	150
<b>Chapitre VI : Résistance au cisaillement des mélanges.....</b>	<b>151</b>
Introduction.....	151
VI.1 Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande .....	151
VI.1.1 Préparation du matériau.....	151
VI.1.2 Description et mode opératoire .....	151
VI.2. Discussions et interprétations.....	156
VI.2.1 Effet de la teneur en fines sur les paramètres de cisaillement .....	156
VI.2.2 Effet de la contrainte de chargement.....	158
Conclusion .....	158
<b>Conclusions et Perspectives .....</b>	<b>160</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>164</b>
<b>Annexes</b>	
Annexe I	
Annexe II	
Annexe III	
Annexe IV	
Annexe V	

# **LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX**

# TABLE DES ILLUSTRATIONS

<b>Fig. I.1 :</b> Classe de dureté d'après le Manuel pour Chaussées Neuves à Faible Trafic [MCFT (1981)] .....	8
<b>Fig. I.2 :</b> Influence de la nature minéralogique sur le comportement des GNT d'après Hornyh (1993) .....	13
<b>Fig. I.3 :</b> Influence de la taille des grains sur le comportement d'après Mc Dowell et Bolton (1998).....	15
<b>Fig. I.4 :</b> Influence de la nature du sol sur le compactage.....	16
<b>Fig. I.5 :</b> Phénomène de capillarité .....	19
<b>Fig. I.6 :</b> Courbes Proctor en fonction de l'énergie de compactage .....	19
<b>Fig. I.7 :</b> Représentation schématique du comportement de contact (D'après BISHOP et HENKEL, 1962).....	25
<b>Fig. I.8 :</b> Représentation schématique du comportement de contact (d'après Tabor et Bowden, 1956).....	26
<b>Fig. I.9 :</b> Fendage des grains.....	27
<b>Fig. I.10 :</b> Rupture des angularités .....	27
<b>Fig. I.11 :</b> Cisaillement des aspérités .....	28
<b>Fig. I.12 :</b> Les trois modes de rupture selon Guyon et Troadec, (1994) .....	28
<b>Fig. II.1 :</b> Coupe verticale d'un corps de chaussée type .....	32
<b>Fig. II.2 :</b> Fonctionnement d'une chaussée souple .....	33
<b>Fig. II.3 :</b> Familles de structures de chaussées .....	36
<b>Fig. II.4 :</b> Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq (d'après Peyronne et al., 1991).....	44
<b>Fig. II.5 :</b> Abaque de l'indice CBR.....	45
<b>Fig. III.1 :</b> Courbes granulométriques des trois fractions étudiées .....	53
<b>Fig. III.2 :</b> Courbe sédimentométrique de la fraction argileuse .....	59
<b>Fig. III.3 :</b> Etalement granulométrique de la fraction granulaire 10/20mm, obtenu avant et après essai de fragmentabilité .....	66
<b>Fig. III.4:</b> Etalement granulométrique de la fraction granulaire 10/20mm, obtenu avant et après essai de dégradabilité.....	68

<b>Fig. III.5 :</b> Etalement granulométrique de la fraction granulaire 10/20mm, obtenu avant et après essai d'altérabilité.....	70
<b>Fig. III.6 :</b> Abaque de plasticité de Casagrande, pour différents types de sols. (D'après Casagrande, 1948, et Howard, 1977.) .....	61
<b>Fig. III.7 :</b> Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement, d'après Williams .....	75
<b>Fig. III.8 :</b> Position des minéraux argileux les plus communs, sur l'abaque de plasticité de Casagrande (inspiré de Casagrande, 1948 et Mitchell, 1976) .....	77
<b>Fig. IV.1 :</b> Courbe de compactage « Proctor ».....	83
<b>Fig. IV.2 :</b> Influence de l'énergie de compactage.....	84
<b>Fig. IV.3 :</b> Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche.....	87
<b>Fig. IV.4.a :</b> Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 0/6, compactés à différentes teneurs en fines calcaires .....	91
<b>Fig. IV.4.b :</b> Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 0/6, compactés à différentes teneurs en fines argileuses .....	91
<b>Fig. IV.5.a :</b> Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires .....	94
<b>Fig. IV.5.b :</b> Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses .....	94
<b>Fig. IV.6.a :</b> Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 10/14 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires .....	97
<b>Fig. IV.6.b :</b> Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 10/14 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses .....	97
<b>Fig. IV.7.a :</b> Evolution de la teneur en eau optimale des mélanges de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines .....	99
<b>Fig. IV.7.b :</b> Evolution de la densité sèche maximale des mélanges de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines .....	100
<b>Fig. IV.8.a :</b> Evolution de la teneur en eau optimale des mélanges de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines .....	101
<b>Fig. IV.8.b :</b> Evolution de la densité sèche maximale des mélanges de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines .....	101
<b>Fig. IV.9.a :</b> Evolution de la teneur en eau optimale des mélanges de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines .....	102
<b>Fig. IV.9.b :</b> Evolution de la densité sèche maximale des mélanges de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines .....	103

<b>Fig. VI.10.a</b> : Comparaison entre les courbes Proctor des trois fractions, compactées à 15% de fines calcaires .....	104
<b>Fig. VI.10.b</b> : Comparaison entre les courbes Proctor des trois fractions, compactées à 10% de fines argileuses .....	104
<b>Fig. IV.11</b> : Dispersion des particules fines dans les pores d'un squelette granulaire .....	113
<b>Fig. IV.12</b> : Volume des vides dans le squelette granulaire en relation avec la teneur en fines .....	114
<b>Fig. IV.13.a</b> : Etalements granulométriques des échantillons de la classe 0/6, compactés à différentes teneurs en fines calcaires .....	115
<b>Fig. IV.13.b</b> : Etalements granulométriques des échantillons de la classe 0/6, compactés à différentes teneurs en fines argileuses .....	115
<b>Fig. IV.14.a</b> : Etalements granulométriques des échantillons de la classe 6/10, compactés à différentes teneurs en fines calcaires .....	116
<b>Fig. IV.14.b</b> : Etalements granulométriques des échantillons de la classe 6/10, compactés à différentes teneurs en fines argileuses .....	116
<b>Fig. IV.15.a</b> : Etalements granulométriques des échantillons de la classe 10/14, compactés à différentes teneurs en fines calcaires .....	117
<b>Fig. IV.15.b</b> : Etalements granulométriques des échantillons de la classe 10/14, compactés à différentes teneurs en fines argileuses .....	117
<b>Fig. IV.16</b> : Influence de la porosité et de la teneur en fines sur la perméabilité mesurée (d'après Côté et Konrad, 2003).....	123
<b>Fig. V.1</b> : Exécution de l'essai CBR .....	128
<b>Fig. V.2</b> : Immersion et mesure du gonflement .....	129
<b>Fig. V.3</b> : Exécution du poinçonnement.....	129
<b>Fig. V.4.a</b> : Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines calcaires.....	131
<b>Fig. V.4.b</b> : Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines argileuses.....	131
<b>Fig. V.5.a</b> : Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines calcaires.....	132
<b>Fig. V.5.b</b> : Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines argileuses.....	132

<b>Fig. V.6.a :</b> Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines calcaires .....	133
<b>Fig. V.6.b :</b> Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines argileuses .....	133
<b>Fig. V.7.a :</b> Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines calcaires .....	134
<b>Fig. V.7.b :</b> Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines argileuses .....	134
<b>Fig. V.8.a :</b> Variation de I.CBR immédiat de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines calcaires .....	135
<b>Fig. V.8.b :</b> Variation de I.CBR immédiat de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines argileuses .....	135
<b>Fig. V.9.a :</b> Variation de I.CBR immersion de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines calcaires .....	136
<b>Fig. V.9.b :</b> Variation de I.CBR immersion de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines argileuses .....	136
<b>Fig.V.10 :</b> Variation de I.CBR en fonction de $w$ .....	141
<b>Fig.VI.1 :</b> Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte .....	152
<b>Fig.VI.2 :</b> Variation de la cohésion en fonction de la teneur en fines .....	154
<b>Fig.VI.3 :</b> Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en fines .....	155
<b>Fig.VI.4 :</b> Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la teneur en fines calcaires, sous l'application des contraintes .....	155
<b>Fig.VI.5 :</b> Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la teneur en fines argileuses, sous l'application des contraintes .....	156



# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau II.1</b> : Classes de trafic adoptées.....	39
<b>Tableau II.2</b> : Valeurs de E en fonction de la classe de portance du sol.....	42
<b>Tableau III.1</b> : Valeurs de Cu et Cc des classes de référence .....	54
<b>Tableau III.2</b> : Valeurs des masses volumiques, porosité et modules de finesse des granulats .....	56
<b>Tableau III.3</b> : Propreté des sables et gravillons .....	57
<b>Tableau III.4</b> : Composition granulométrique des argiles du gisement Oued Remila (U.R.E.G, 1983) .....	58
<b>Tableau III.5</b> : Limites de consistance et activité.....	60
<b>Tableau III.6</b> : Composition minéralogique des argiles étudiées .....	62
<b>Tableau III.7</b> : Résultats d'analyses chimiques des granulats (O.R.G.M).....	62
<b>Tableau III.8</b> : Analyse chimique des sables (LTPE, Sétif).....	63
<b>Tableau III.9</b> : Résultats des analyses chimiques de la fraction argileuse (U.R.E.G, 1983) .....	63
<b>Tableau III.10</b> : Caractéristiques des granulats aux chocs et à l'usure.....	65
<b>Tableau III.11</b> : Caractéristiques des granulats à la fragmentation et à la dégradabilité ...	67
<b>Tableau III.12</b> : Résultats des tamisâts cumulés obtenus après chaque cycle d'imbibition-séchage.....	69
<b>Tableau III.13</b> : Cinétique d'évolution du matériau entre deux cycles successifs .....	71
<b>Tableau III.14</b> : Echelle de granulométrie en fonction de Cu.....	72
<b>Tableau III.15</b> : Classification des sols gonflants d'après Sanglerat.....	74
<b>Tableau III.16</b> : Classification des sols gonflants d'après Dakstana .....	74
<b>Tableau III.17</b> : Coefficients d'activité des différents minéraux, d'après Skempton et Mitchell.....	76
<b>Tableau IV.1.a</b> : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 0/6 mm, compactée à différentes teneurs en fines calcaires .....	89
<b>Tableau IV.1.b</b> : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 0/6 mm, compactée à différentes teneurs en fines argileuses .....	90
<b>Tableau IV.2.a</b> : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 6/10 mm, compactée à différentes teneurs en fines calcaires .....	92

<b>Tableau IV.2.b</b> : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 6/10 mm, compactée à différentes teneurs en fines argileuses .....	93
<b>Tableau IV.3.a</b> : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 10/14 mm, compactée à différentes teneurs en fines calcaires .....	95
<b>Tableau IV.3.b</b> : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 10/14 mm, compactée à différentes teneurs en fines argileuses .....	96
<b>Tableau IV.4</b> : Evolution de $w_{opm}$ et $\gamma_{d\ opm}$ en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 1 .....	99
<b>Tableau IV.5</b> : Evolution de $w_{opm}$ et $\gamma_{d\ opm}$ en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 2 .....	100
<b>Tableau IV.6</b> : Evolution de $w_{opm}$ et $\gamma_{d\ opm}$ en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 3 .....	102
<b>Tableau IV.7</b> : Valeurs des paramètres Cu et $w_{opm}$ de la fraction granulaire 0/6, compactée à différentes teneurs en fines .....	119
<b>Tableau IV.8</b> : Valeurs des paramètres Cu et $w_{opm}$ de la fraction granulaire 6/10, compactée à différentes teneurs en fines.....	120
<b>Tableau IV.9</b> : Valeurs des paramètres Cu et $w_{opm}$ de la fraction granulaire 10/14, compactée à différentes teneurs en fines.....	120
<b>Tableau IV.10</b> : Valeurs des coefficients de perméabilité des mélanges compactés de la série1 .....	120
<b>Tableau IV.11</b> : Valeurs des coefficients de perméabilité des mélanges compactés de la série2.....	121
<b>Tableau IV.12</b> : Valeurs des coefficients de perméabilité des mélanges compactés de la série3.....	121
<b>Tableau V.1</b> : Valeurs maximas de I.CBR immédiat, pour les mélanges optimaux.....	137
<b>Tableau V.2</b> : Valeurs maximas de I.CBR immersion, pour les mélanges optimaux.....	138
<b>Tableau V.3.a</b> : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 1-C.....	143
<b>Tableau V.3.b</b> : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 1-A .....	143
<b>Tableau V.4.a</b> : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 2-C.....	144

<b>Tableau V.4.b</b> : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 2-A .....	144
<b>Tableau V.5.a</b> : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 3-C.....	145
<b>Tableau V.5.b</b> : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 3-A .....	145
<b>Tableau V.6</b> : Valeurs de l'épaisseur totale correspondant à chaque mélange, dans le cas où l'on tient compte du trafic.....	147
<b>Tableau V.7</b> : Valeurs de l'épaisseur totale correspondant à chaque mélange, dans le cas où l'on ne tient pas compte du trafic .....	148
<b>Tableau V.8</b> : Vérification de la condition $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,ad}$ .....	150
<b>Tableau VI.1</b> : Valeurs des densités et variations de la hauteur des échantillons compactés à différentes teneurs en fines calcaires, après leur cisaillement .....	152
<b>Tableau VI.2</b> : Valeurs des densités et variations de la hauteur des échantillons compactés à différentes teneurs en fines argileuses, après leur cisaillement .....	153
<b>Tableau VI.3</b> : Valeurs de la contrainte tangentielle, de la cohésion et de l'angle de frottement interne des mélanges compactés à différentes teneurs en fines calcaires.....	153
<b>Tableau VI.4</b> : Valeurs de la contrainte tangentielle, de la cohésion et de l'angle de frottement interne des mélanges compactés à différentes teneurs en fines argileuses .....	154

# **LISTE DES ABRÉVIATIONS ET NOTATIONS**

# LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

<b>A :</b>	Coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes (notation des chapitres II et V)
<b>A:</b>	Teneur en fines argileuses, exprimée en %
<b>AASHO:</b>	American Association of State Highway Officials
<b>Ac :</b>	Activité de Skempton
<b>a :</b>	Rayon d'une charge circulaire, correspondant à un essieu
<b>a<sub>i</sub> :</b>	Coefficients dépendants des matériaux des couches de chaussée
<b>C :</b>	Teneur en fines calcaires, exprimée en %
<b>c :</b>	Cohésion exprimée en bars ou en MPa
<b>C<sub>2μm</sub> :</b>	Pourcentage de particules de dimension inférieure à 2μm
<b>CBR :</b>	Californian Bearing Ratio, ou indice portant californien
<b>Cc :</b>	Coefficient de courbure
<b>Ci :</b>	Vitesse d'altération du matériau, exprimée en %
<b>C.T.T.P :</b>	Contrôle Technique des Travaux Publics
<b>Cu :</b>	Coefficient d'uniformité
<b>CU :</b>	Charge par Roue
<b>D<sub>10</sub> :</b>	Diamètre des grains correspondant à 10% du tamisât cumulé
<b>D<sub>30</sub> :</b>	Diamètre des grains correspondant à 30% du tamisât cumulé
<b>D<sub>60</sub> :</b>	Diamètre des grains correspondant à 60% du tamisât cumulé
<b>D<sub>10i</sub> :</b>	Diamètre correspondant à 10% en poids du matériau initial (avant essai)
<b>D<sub>10f</sub> :</b>	Diamètre correspondant à 10% en poids du matériau (après essai)
<b>D<sub>15initial</sub> :</b>	Diamètre correspondant à 15% en poids du matériau (avant essai)
<b>D<sub>15final</sub> :</b>	Diamètre correspondant à 15% en poids du matériau (après essai)
<b>D :</b>	Diamètre maximal des grains, exprimé en mm
<b>d :</b>	Diamètre du grain, exprimé en mm
<b>d/D :</b>	Fraction ou classe granulaire, exprimée en mm
<b>E :</b>	Module de Young, exprimé en MPa
<b>e :</b>	Epaisseur totale de la chaussée, exprimée en cm

<b><i>e</i></b> :	Indice des vides (notation du chapitre III) , exprimé en %
<b><i>e<sub>i</sub></i></b> :	Epaisseurs des couches de la chaussée
<b><i>EN</i></b> :	Normes Européennes
<b><i>E.N.O.F</i></b> :	Entreprise Nationale des Produits Miniers Non Ferreux
<b><i>ES</i></b> :	Equivalent de Sable
<b><i>ES</i></b> :	Enduit Superficiel (notation des chapitres II et V)
<b><i>F<sub>f</sub></i></b> :	Force de rupture des grains
<b><i>FR</i></b> :	Coefficient de fragmentabilité
<b><i>DG</i></b> :	Coefficient de dégradabilité
<b><i>G</i></b> :	Gonflement relatif, exprimé en %
<b><i>GB</i></b> :	Grave Bitume
<b><i>GNT</i></b> :	Grave Non Traitée
<b><i>H</i></b> :	Hauteur initiale de l'éprouvette compactée, exprimée en mm
<b><math>\Delta H</math></b> :	Variation de la hauteur de l'éprouvette compactée, après immersion dans l'eau, exprimée en mm
<b><i>i</i></b> :	Taux d'accroissement géométrique
<b><i>I.CBR</i></b> :	Indice de portance CBR, exprimé en %
<b><i>I.CBR immédiat</i></b> :	Indice CBR immédiat
<b><i>I.CBR immersion</i></b> :	Indice CBR après immersion
<b><i>IPI</i></b> :	Indice Portant Immédiat
<b><i>Ip</i></b> :	Indice de plasticité, exprimé en %
<b><i>k</i></b> :	Coefficient de perméabilité
<b><i>LA</i></b> :	Coefficient Los Angeles
<b><i>L.C.P.C</i></b> :	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
<b><i>L.T.P.E</i></b> :	Laboratoire des Travaux Publics de l'Est
<b><i>M</i></b> :	Masse totale de l'échantillon sec, exprimée en (g) ou en (kg)
<b><i>MDE</i></b> :	Coefficient Micro Deval en présence d'Eau
<b><i>MF</i></b> :	Module de Finesse, exprimé en %
<b><i>MJA</i></b> :	Moyenne Journalière Annuelle
<b><i>MNT</i></b> :	Matériaux Non Traités
<b><i>N</i></b> :	Nombre moyen de camions de plus de 1.5 tonnes.
<b><i>n</i></b> :	Durée de vie considérée
<b><i>n</i></b> :	Porosité (notation du chapitre III), exprimée en %
<b><i>OPM</i></b> :	Optimum Proctor Modifié

<b>OPN :</b>	Optimum Proctor Normal
<b>O.R.G.M :</b>	Office National de Recherche Géologique et Minière
<b>P:</b>	Propreté superficielle des gravillons (notation du chapitre III), exprimée en %
<b>P :</b>	Charge par roue, exprimée en tonnes
<b>Pe :</b>	Poids de l'eau, exprimé en g
<b>Ph :</b>	Poids du sol humide, exprimé en g
<b>PL :</b>	Poids Lourd
<b>Pn :</b>	Poids sec du refus au n <sup>ème</sup> cycle
<b>Ps :</b>	Poids du sol sec, exprimé en g
<b>PTAC :</b>	Poids Total Autorisé en Charge
<b>q0 :</b>	Pression de l'essieu
<b>Rc :</b>	Résistance à la compression
<b>RP1 :</b>	Réseau Principal de niveau 1
<b>RP2 :</b>	Réseau Principal de niveau 2
<b>RS :</b>	Réseau Secondaire
<b>Rt :</b>	Résistance à la traction
<b>R2 :</b>	Classe des roches carbonatées, d'après S.E.T.R.A
<b>R2I :</b>	Sous classe des roches carbonatées, d'après S.E.T.R.A
<b>Si :</b>	Classe de portance du sol
<b>S.E.T.R.A :</b>	Service d'Etude Technique Routier et Autoroutier
<b>SR :</b>	Degré de saturation, exprimé en %
<b>Tc :</b>	Tamisât cumulé, exprimé en %
<b>TCEi :</b>	Trafic Cumulé Equivalent
<b>TPLi :</b>	Classe du trafic
<b>U.R.E.G :</b>	Unité Recherches et Etudes Géologiques
<b>V :</b>	Volume, exprimé en cm <sup>3</sup>
<b>VBS :</b>	Valeur au Bleu du Sol
<b>w :</b>	Teneur en eau, exprimée en %
<b>w<sub>optm</sub> :</b>	Teneur en eau optimale, exprimée en %
<b>w<sub>sat</sub> :</b>	Teneur en eau de saturation, exprimée en %
<b>w<sub>L</sub> :</b>	Limite de liquidité, exprimée en %
<b>w<sub>p</sub> :</b>	Limite de plasticité, exprimée en %
<b>Δw :</b>	Intervalle des teneurs en eau

$\Delta w_{ki}$ :	Pourcentage du poids retenu par le tamis de diamètre k avant essai
$\Delta w_{kf}$ :	Pourcentage du poids retenu par le même tamis après essai
<b>Z</b> :	Pourcentage de poids lourds
$z$ :	Profondeur dans la chaussée
$\varepsilon_{z,ad}$ :	Déformations admissibles sur le sol support
$\varepsilon_{z,cal}$ :	Déformation calculée sur le sol support
$\varphi$ :	Angle de frottement interne
$\gamma_d$ :	Masse volumique du sol sec, exprimée en $g/cm^3$
$\gamma_{d\ opt}$ :	Masse volumique optimale du sol sec, exprimée en $g/cm^3$
$\gamma_s$ :	Masse volumique des grains solides, exprimée en $g/cm^3$
$\gamma_w$ :	Masse volumique de l'eau, exprimée en $g/cm^3$
$\nu$ :	Module de Poisson, exprimé en Mpa
$\rho_s$ :	Masse volumique absolue, exprimée en $g/cm^3$
$\rho_p$ :	Masse volumique apparente, exprimée en $g/cm^3$
$\sigma$ :	Résistance du grain (contrainte)
$\sigma_z$ :	Contrainte diffusée dans la chaussée à une profondeur z, exprimée en MPa
$\tau$ :	Contrainte tangentielle, exprimée en bars ou en MPa



# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

## ***INTRODUCTION GENERALE***

L'extension rapide des infrastructures routières a induit un besoin immense en matériaux de chaussées. Actuellement, les matériaux rocheux, issus de l'exploitation de carrières constituent une fraction importante des fondations et couches de base modernes. Ils sont largement utilisés dans les chaussées à faible et à moyen trafic.

En effet, les graves non traités (GNT), provenant de carrières ou gravières, ont été depuis longtemps utilisées en technique routière, pour la construction des couches d'assises de chaussées, vu leur coût et leur disponibilité ; mais ces dernières présentent souvent des caractéristiques médiocres. Cependant, l'ingénieur est confronté au problème d'approvisionnement en matériaux, répondant à certaines spécifications. Toutefois, les choix adoptés doivent tenir compte des contraintes technico-économiques et ce afin de permettre l'exécution des couches de chaussées dans de bonnes conditions et d'aboutir ainsi à de meilleurs rendements.

Lors d'une opération de concassage de roches, il y a systématiquement une production de fines, dont le diamètre est inférieur à  $80\mu\text{m}$ . La présence de ces dernières en quantités excessives, peut nuire à l'ouvrage projeté et compromettre ainsi la qualité de la structure envisagée.

L'étude en cours, consiste donc à montrer l'effet de l'ajout de particules fines (de nature argileuse ou calcaire) sur les matériaux granulaires non liés, destinés à la construction de la couche de base et de fondation d'une assise de chaussée.

L'objectif étant de déterminer le taux optimal de ces fines, permettant à la fois une amélioration des caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre et une rigidité suffisante du corps de chaussée une fois mis en service.

Des essais caractéristiques ont été réalisés au laboratoire, visant non seulement à analyser le comportement de l'assise de chaussée en présence de fines, mais aussi de valoriser les ressources locales en granulats et de minimiser des dépenses ultérieures d'entretien. Pour

cela, nous avons mis en évidence l'intérêt de certains essais, notamment « le compactage », qui demeure une opération fondamentale dans l'étude des infrastructures routières.

L'opération de compactage est assurée par l'essai « Proctor » qui permet en outre, de reproduire des effets similaires des engins de compactage sur site réel. L'objectif étant de déterminer une densité sèche élevée du sol en place, tout en faisant varier la teneur en eau. Afin de réaliser cette étude, notre choix s'est porté sur l'expérimentation des granulats et fines provenant de deux carrières appartenant à la Wilaya de Bejaia :

- Matériaux granulaires et fines issues du broyage de sable, produit par E.N.O.F « *Adrar Oufarnou* » ;
- Argiles produites par le gisement « *Oued Rémila* ».

Ce présent rapport est scindé en deux grandes parties :

- la première partie est essentiellement bibliographique ;
- la seconde partie est essentiellement expérimentale, posant le cadre de notre étude.

La première partie comporte deux chapitres : le premier chapitre aborde un rappel théorique sur les granulats routiers, leurs caractéristiques et performances, le compactage, sa théorie, ses objectifs, puis nous terminerons par l'explication du phénomène de rupture des grains, en s'appuyant sur des théories issues de recherches et travaux expérimentaux déjà effectués.

Le second chapitre est consacré à des généralités sur la structure du corps de chaussée : constituants, fonctions et méthodes de dimensionnement fonction vis-à-vis de la traficabilité et des sollicitations.

La seconde partie est consacrée à l'étude expérimentale, à travers laquelle nous avons exposé les différentes procédures d'essais, nécessaires à la compréhension ultérieure du comportement des mélanges granulaires une fois mis en œuvre. Cette partie comprend en tout quatre chapitres :

Le chapitre 3 décrit les caractéristiques liées aux matériaux de référence (granulats et fines): propriétés physico-chimiques, minéralogiques et mécaniques, déterminées à partir d'un nombre d'essais fondamentaux, ayant pour objectif l'identification et la classification de ces matériaux.

Le chapitre 4 est consacré à l'étude du comportement au compactage des mélanges granulaires, en présence de fines calcaires et argileuses, selon leurs proportions respectives. En exploitant les résultats obtenus, on tentera ainsi d'interpréter et d'en tirer des renseignements sur les interactions entre la fraction fine et le squelette granulaire. De nombreux facteurs et paramètres influençant sur ce comportement ont été mis en évidence : intensité de compactage, taille et forme des grains, teneur en fines et teneur en eau. A la fin de ce chapitre, nous avons exposé le phénomène d'écrasement des grains et de production de fines, en réalisant des analyses granulométriques sur les échantillons compactés.

Les chapitres 5 et 6 portent sur la caractérisation mécanique : dans le chapitre 5, nous avons tenté d'évaluer la portance des mélanges par l'intermédiaire des essais de poinçonnement CBR, à partir des résultats obtenus, nous avons essayé de donner la structure nominale de la chaussée.

Dans le chapitre 6, nous avons réalisé des essais de cisaillement rectiligne, à la boîte de casagrande, afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques des mélanges étudiés et leur évolution en fonction de la proportion de fines additionnée.

Dans chaque chapitre de cette partie expérimentale, nous avons présenté les résultats obtenus, les discussions et les interprétations, en tenant compte de tous les paramètres mis en évidence durant l'expérimentation.

Enfin, nous clôturons ce travail, par une conclusion générale mettant en valeur tous les résultats trouvés, ainsi que des perspectives permettant d'orienter et d'améliorer des études futures sur ce sujet.

**PARTIE I :**  
**ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

**CHAPITRE I :**  
**SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE**  
**SUR LE COMPACTAGE**

## **CHAPITRE I :**

# **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE COMPACTAGE**

### **I.1 Aperçu général sur les granulats routiers**

#### **Généralités**

Dans un souci de développer le réseau routier et autoroutier, qui tient une place importante dans l'économie du pays et, devant les difficultés croissantes d'obtenir son financement, de nombreuses actions doivent être entreprises, pour inciter l'utilisation des matériaux locaux dans ces projets ; en vue d'une optimisation des coûts. En effet, la réalisation des infrastructures routières, en faisant appel à une meilleure exploitation des matériaux locaux, permet non seulement de réduire les coûts de transport, mais également de préserver l'environnement, en limitant l'exploitation d'autres gisements.

Toutefois, ces matériaux locaux doivent répondre aux exigences techniques spécifiées, pour assurer des travaux de qualité. Ainsi, pour l'emploi de certains matériaux, présentant quelques particularités, il est parfois nécessaire de procéder à des études spécifiques, pour pouvoir les caractériser, d'apprécier leur comportement et de définir leurs conditions d'utilisation.

A cet égard, on peut concevoir des chaussées avec des matériaux limites, c'est-à-dire avec lesquels on peut courir certains risques, mais qui devront être améliorés grâce aux techniques de stabilisation (mécanique, chimique, ...etc.).

Les matériaux de chaussée se classent de multiples façons, mais nous nous bornerons essentiellement au critère intéressant le caractère plus ou moins évolué des traitements mécaniques, dans ce cas trois classes sont à distinguer :

- 1. les matériaux roulés** : il s'agit de mélanges naturels de sables et graviers, provenant de lits de rivières ;

2. *les matériaux concassés* : il s'agit de matériaux rocheux, issus de l'exploitation de carrières classiques ;
3. *les matériaux spéciaux* : il s'agit généralement de matériaux : de démolition, artificiels, tels que les mâchefers issus du recyclage des déchets ménagers, ...etc.

### I.1.1 Caractérisation des granulats

Les matériaux et granulats sont produits à partir de roches et sols courants. D'une façon générale, selon l'usage auquel ils sont destinés, on parlera de :

- sols et matériaux rocheux, dans le cas d'une utilisation en terrassements ;
- granulats, dans le cas d'une utilisation en couches de chaussée.

Cette distinction est liée aux normes qui régissent les travaux dans ces deux domaines d'application.

Les granulats sont en effet, le constituant de base de tous travaux de génie civil. Il est donc important de maîtriser l'ensemble de leurs propriétés et influences, tant du point de vue de leur élaboration que de leur utilisation (mise en œuvre) ; et ce, afin de maîtriser au mieux le coût, tout en respectant les critères de qualité.

L'évaluation en laboratoire de la performance des matériaux, favorise la conception et la mise au point, ainsi que l'utilisation de nouvelles techniques et de nouveaux matériaux. L'étude en laboratoire permet donc la mise au point d'essais plus représentatifs de la réalité du terrain, dont la fiabilité permet de prévoir le comportement des matériaux d'infrastructures de chaussée, en fonction de leur état hydrique.

Les déformations d'un milieu granulaire soumis à un chargement mécanique dépendent de différents modes de déformations élémentaires. Ces derniers peuvent faire intervenir trois mécanismes différents de déformations (El Mokhtar, 2005) :

- Les déformations propres des grains, qui restent réversibles et apparaissent aux points de contact intergranulaires ;
- Les glissements et les rotations relatives des grains engendrés, sont irréversibles pour deux grains isolés. Mais pour un milieu granulaire, ces déformations peuvent être partiellement réversibles. Ceci est dû à l'action des grains les uns sur les autres. Le degré de réversibilité dépend du niveau de contraintes appliqué, de l'état global de surface des grains et de l'état de la structure du squelette granulaire ;



- Les déformations résultant de la rupture des grains sont totalement irréversibles. L'éclatement des grains et l'attrition sont fonction du niveau de sollicitation appliqué, de la dureté des grains et de la résistance mécanique des granulats. Cette résistance est liée à la nature minéralogique des grains et à leurs formes globales.

### I.1.1.1 Caractéristiques physico-chimiques :

Les caractéristiques physico-chimiques des granulats et matériaux naturels sont liées à leurs compositions pétrographiques et minéralogiques, ainsi qu'à leur texture. Ces caractéristiques ont une forte influence sur une partie des propriétés géotechniques des matériaux. Par exemple, on ne tient pas à utiliser des argiles gonflantes dans les matériaux de chaussée, car le gonflement ne permet pas de garantir l'intégrité de l'ouvrage. On peut citer aussi les sulfures (notamment la pyrite  $\text{FeS}_2$ ), dont l'oxydation peut engendrer la modification des conditions chimiques du milieu où ils se trouvent (c'est-à-dire le pH) ; et dont les répercussions peuvent être des désordres géotechniques aux ouvrages, du fait de gonflements dus à la création de nouvelles espèces minérales (de type sulfates  $\text{SO}_4$ ). Il existe d'ailleurs, des spécifications sur le dosage maximum admissible pour ces matériaux réactifs, qui exigent que la teneur en soufre total, exprimée en anhydride sulfurique ( $\text{SO}_3$ ), ne dépasse pas 1% en poids (CDG-GRA, 2006).

### I.1.1.2 Caractéristiques géotechniques :

Pour les granulats, les propriétés géotechniques sont réparties en deux familles :

- **propriétés intrinsèques** : dépendant essentiellement de certaines propriétés physiques des roches (résistances mécaniques, porosité, ... etc.).
- **caractéristiques de fabrication** : s'agissant de paramètres sur lesquels le processus d'élaboration a une influence majeure sur les caractéristiques géométriques des granulats (forme, angularité et propreté).

Les observations à relever à l'échelle granulaire afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des GNT et du sol support sont les suivantes (El Mokhtar, 2005 ; Lorino, 2005 ; Engeland, 2005) :

- Les caractéristiques liées à la géométrie globale des grains comprennent : la granularité, la taille des grains et leur forme.

- Les caractéristiques liées à l'état de surface sont généralement la rugosité, l'angularité et la forme des grains. Contrairement aux matériaux alluvionnaires roulés, les graves issues d'un concassage ont une forte angularité. La présence d'arêtes, conduit à des surfaces de contact réduites, ce qui augmente les contraintes de contact, conduisant à l'éclatement des grains. Ce phénomène est accentué par la concentration de micro-fissures dans les grains provenant de leur mode de fabrication.

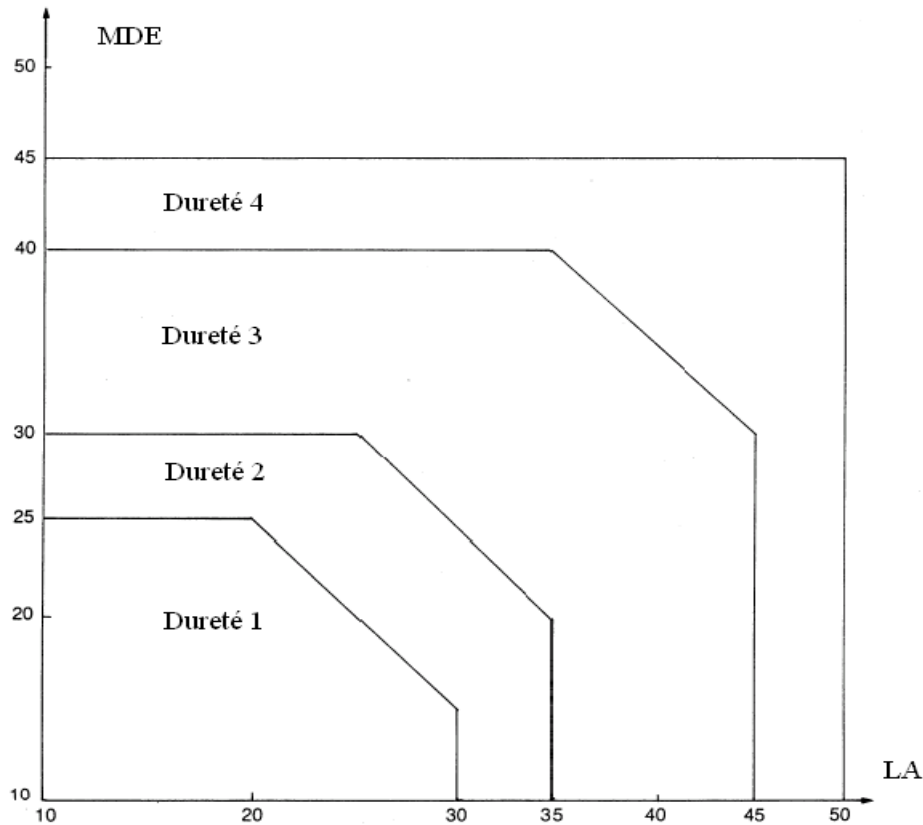
- Les caractéristiques mécaniques des grains sont évaluées selon leurs duretés et leurs résistances et selon leurs déformabilités. La dureté des granulats est un facteur à prendre en compte dans la classification des matériaux non liés des chaussées souples. En absence de liant, les granulats sont amenés à supporter plus d'efforts d'attrition et de fragmentation. La résistance à ce genre d'agression repose sur la nature minéralogique des granulats. Cette résistance est mesurée par l'essai Los Angles (LA) et par l'essai Micro Deval en présence d'Eau (MDE).

### **I.1.1.2.1 Caractéristiques intrinsèques :**

Ces caractéristiques sont liées à la nature même de la roche mère et ne peuvent pas être améliorées par le technicien. Il s'agit de la dureté, la résistance à l'usure par frottement et la résistance au polissage.

- La dureté est destinée à évaluer la résistance des granulats à la fragmentation sous l'action du trafic. Elle est mesurée par l'essai Los Angeles (LA), ou par l'essai de fragmentation dynamique.
- La résistance à l'attrition et à l'usure est mesurée par l'essai Micro Deval à sec, ou en présence d'eau (MDE). Cette mesure quantifie à la fois l'usure, qui se produit par frottement réciproque des gravillons dans une assise (attrition) et celle survenant entre le pneumatique et le gravillon, à la surface des revêtements (usure). Comme l'usure est très influencée par la présence d'eau, l'essai le plus représentatif est le MDE.
- La résistance au polissage se chiffre par l'essai de résistance au polissage. En effet, les gravillons utilisés pour les couches de surface doivent avoir des arêtes vives et des faces râpeuses, pour lutter contre la glissance. Il est donc nécessaire que ces arêtes, qui ont tendance à disparaître par polissage, soient conservées dans le temps.

Selon les valeurs de ces deux essais : LA et MDE, quatre catégories de GNT sont définies (fig. I.1) :



**Fig. I.1 :** *Classe de dureté d'après le Manuel pour Chaussées  
Neuves à Faible Trafic (MCFT, 1981).*

### I.1.1.2.2 Caractéristiques liées au mode de fabrication :

#### **Forme :**

La forme d'un élément granulométrique est définie par ses trois caractéristiques dimensionnelles principales: épaisseur, grosseur et longueur.

Les éléments de forme irrégulière se fragmentent plus facilement, ils diminuent la maniabilité et le compactage devient plus difficile. Ces éléments ont tendance à prendre de préférence, une orientation qui rend proche de l'horizontale leurs plus grandes dimensions (inconvenient de glissance pour les enduits et les enrobés).

#### **Propreté :**

Il s'agit de l'absence dans un granulat d'éléments fins indésirables, hydrophiles ou non. Ce sont soit des fines plastiques naturelles (argileuses), soit des fines issues du concassage ou du broyage des roches, qui rendent le granulat sensible à l'eau ou empêchent un collage direct entre le liant et le granulat.

### **Angularité :**

L'angularité est une qualité beaucoup plus fondamentale que la forme, car elle permet de prendre compte de la présence d'arêtes vives sur les particules composant un matériau, pour savoir si celui-ci sera plus ou moins frottant. Pour décrire cet aspect des grains, on classe ceux-ci dans trois familles (Breul et Gourvès, 1999.) suivant : s'ils sont roulés (grains sans arêtes vives, frottement faible), concassés (grains composés uniquement d'arêtes vives, frottement important) et semi concassés (grains comportant des arêtes vives et arrondies).

En effet, les éléments qui présentent des faces se coupant avec les angles vifs, augmentent l'angle de frottement interne du matériau et diminuent sa maniabilité, ce qui a deux effets opposés : le compactage est plus difficile, mais si on réussit celui-ci, la stabilité est plus élevée.

### **Remarque :**

*La caractérisation des sables, fait intervenir des notions de granularité et de propreté, les caractéristiques granulaires sont estimées au moyen d'essais précédemment présentés.*

*La propreté des sables s'estime au moyen de deux essais principaux : l'essai de propreté ou équivalent de sable (ES) et l'essai au bleu de méthylène (VBS).*

### **I.2 Aperçu général sur le compactage**

Le comportement d'un sol est souvent régi par deux types de fractions : granulaire et argileuse. Ce comportement est bien souvent complexe et imprévisible.

La fraction granulaire, dite aussi grenue, présente un comportement régi par le frottement intergranulaire, qui est fonction de la forme, l'angularité et la texture des grains, ainsi que la granularité et la compacité. Ce comportement est quasiment indépendant de la teneur en eau (fraction perméable et non gélive).

La fraction argileuse concerne les matériaux de diamètre inférieur à 2 $\mu$ m. Le comportement de cette fraction est essentiellement régi par les forces d'attraction, survenant entre les particules, il est fonction de la surface spécifique, de la compacité et de la teneur en eau. La fraction argileuse possède une résistance au cisaillement, due essentiellement à la cohésion, ainsi qu'une résistance en traction, liée à la cohésion, laquelle cependant diminue lorsque la teneur en eau augmente. Par ailleurs, cette fraction est imperméable, gélive, sujette au retrait et au gonflement.

Devant cette complexité de comportement, le géotechnicien doit avoir recours aux essais d'identification, qui permettent d'analyser les proportions de ces deux fractions et de les classer en familles ; ainsi qu'aux essais de comportement.

### **I.2.1 Fonctions principales du compactage**

Afin que les matériaux mis en œuvre supportent les charges routières, il est nécessaire d'en améliorer la résistance au cisaillement :

- en resserrant les grains solides, les uns contre les autres ;
- en diminuant le volume des vides, par expulsion de l'air, par le compactage. La diminution des vides, conduit à réduire les entrées d'eau ultérieures, dont les effets sont néfastes, ainsi que les causes d'attrition.

Le compactage diffère selon que l'on s'intéresse aux terrassements, ou aux couches de chaussées :

- Dans le cas des terrassements, le compactage sert à densifier suffisamment le sol, pour que le remblai soit stable et que ses déformations n'entraînent pas de désordres ultérieurs dans la chaussée.
- Le compactage des assises de chaussée doit conduire au maximum de compacité, pour avoir les meilleures qualités mécaniques (module, fatigue, stabilité).

Le compactage est une activité dont le rendement est décroissant, un gain de 1% de densité est plus difficile à obtenir, quand la densité déjà atteinte est élevée (Lorino, 2005) ; cependant cette activité est toujours rentable, ne serait-ce que par l'augmentation des performances mécaniques initiales, à rapporter aux coûts d'entretiens ultérieurs (en cas de déficience).

Par ailleurs, on peut résumer les fonctions principales du compactage en trois :

- 1- le rapprochement des grains, pour éviter les déformations (tassements ou orniéage) des couches de chaussées ;
- 2- l'imbrication, en les arrangeant des éléments entre eux, afin d'accroître les caractéristiques mécaniques (résistance en compression  $R_c$  et en traction  $R_t$ ) ;
- 3- diminuer les risques d'attrition et le pourcentage des vides, c'est-à-dire le ralentissement de la circulation de l'eau.

De plus, le compactage doit vaincre la cohésion et le frottement interne, ainsi que l'imperméabilité, qui s'oppose à l'expulsion de l'air et éventuellement de l'eau.

### I.2.2 Paramètres du compactage

Trois facteurs influent sur le compactage (Jeuffroy, 1985 ; Arquié et Morel, 1988 ; Brunel, 2004-2005) :

- 1- *les forces appliquées par le compacteur* : plus les forces sont élevées, plus rapidement se fait le réarrangement des grains ;
- 2- *la capacité du sol à évacuer l'air* :
  - Pour un sol granulaire, les vides sont jointifs, l'air n'a aucune difficulté à s'évacuer.
  - Pour un sol argileux, en revanche, les vides sont microscopiques et l'air s'évacuera difficilement.
- 3- *la quantité d'eau contenue dans le sol* : elle réduit la résistance au cisaillement, c'est-à-dire qu'elle réduit la contrainte de cisaillement sur le plan de rupture. Il y a rupture lorsque la contrainte de cisaillement ne dépend que de la contrainte normale, agissant sur ce plan.

Considérons le cas d'un sol fin. L'engin du compactage exerce une contrainte :

- si le sol est très drainant, il ne contient plus d'eau, la pression interstitielle est nulle, le compactage n'est pas complet ;
- si le sol est peu drainant et contient un peu d'eau : les contraintes totales augmentent, la pression interstitielle favorise le compactage ;
- si le sol est non ou peu drainant et contient beaucoup d'eau, ou si la contrainte du compacteur augmente, la pression interstitielle devient très élevée, l'air et l'eau ne pouvant s'échapper, ils repoussent le sol latéralement : c'est le phénomène de « matelassage » ou le « coussin de caoutchouc ».

### I.2.3 Effets du compactage sur les sols

#### I.2.3.1 Effets sur les sols grenus :

Dans le cas d'un sol grenu, le compactage améliore toutes les propriétés physiques. Par ailleurs, la teneur en eau a une faible influence sur le compactage.

Plus l'indice de densité (ou densité relative) est élevé, plus la résistance au cisaillement du sol est élevée et plus les déformations sont faibles. Le compactage est facilité par des grains de

forme arrondie et par une granulométrie étalée (Jeuffroy, 1985 ; Arquie et Morel, 1988 ; Gidel, 2001 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Ployaert, 2003 ; Soulié, 2005 ; Nurmikolu, 2005).

### **I.2.3.2 Effets sur les sols fins :**

Dans le cas d'un sol fin, le compactage agit sur sa résistance au cisaillement, ses déformations, sa compressibilité et sa perméabilité. A forte teneur en eau, le compactage n'a pratiquement aucune influence sur la résistance au cisaillement ; par contre à faible teneur en eau, cette résistance augmente avec l'énergie de compactage. Si l'on veut améliorer la résistance au cisaillement d'un sol, nous avons donc intérêt à compacter à faible teneur en eau. Il en est de même, si l'on s'intéresse aux déformations qui, dans une chaussée comme dans un remblai ne doivent dépasser des valeurs limites (Brunel, 2004).

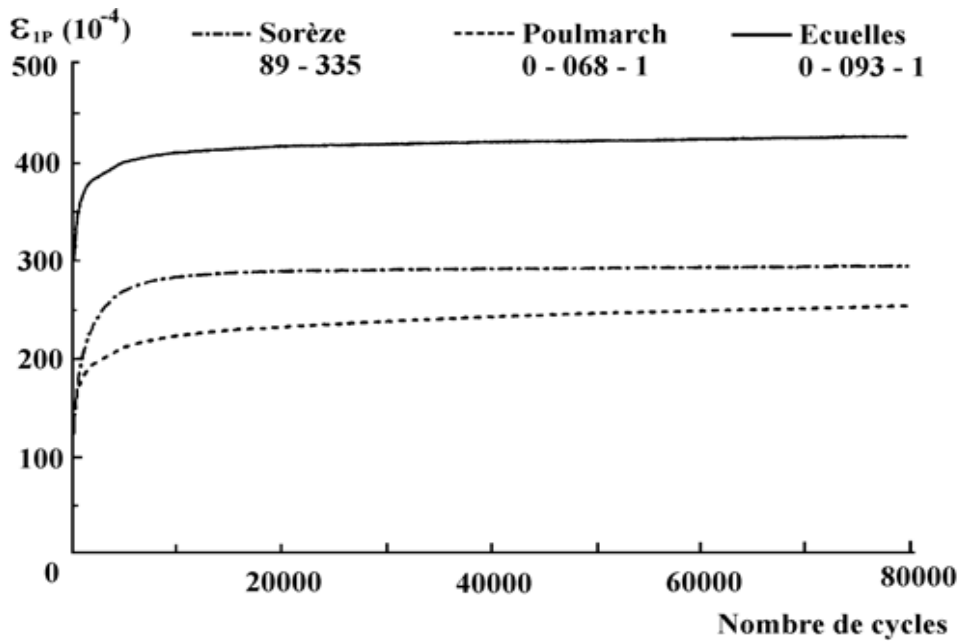
Concernant la compressibilité, le sol le plus compressible est celui dont la teneur en eau est la plus forte. La perméabilité dans le sol compacté est d'autant plus faible que la teneur en eau est élevée. Aux faibles teneurs en eau, les particules argileuses ont une structure flocculée, alors qu'aux fortes teneurs en eau, elles sont plus orientées

Dans les travaux routiers, contrairement aux travaux de barrages, on recherche une forte perméabilité, facilitant le drainage. On compacte alors les sols fins à l'état plutôt sec.

## **I.3 Influence des paramètres d'états sur le comportement des matériaux compactés**

### **I.3.1 Influence de la nature minéralogique et de la morphologie des grains :**

La résistance d'un milieu granulaire dépend d'une part de la taille et de la forme des grains, de leurs états de surface et de leurs arrangements. D'autre part, elle est étroitement liée à la résistance même des grains. Hornych (1993), a étudié le comportement de graves non traitées (GNT) issues de roches ayant différentes natures minéralogiques (graves issues de deux calcaires et d'un granite). Il trouve que pour des conditions identiques de mise en œuvre et de sollicitations, les déformations mesurées sont significativement différentes (Gidel, 2001 ; El Mokhtar, 2005), pour des éprouvettes compactées à une même densité et à même teneur en eau (figure I.2).



**Fig. I.2 :** Influence de la nature minéralogique sur le comportement des GNT d'après Horny (1993).

Les études menées par Paute (1994), sur près de vingt graves, mettent également en évidence l'influence de la nature minéralogique des graves sur leur comportement mécanique. Elles montrent notamment les bonnes performances des GNT issues de calcaires tendres, dont l'utilisation pour la construction des assises de chaussées est proscrite, d'après les spécifications empiriques actuellement utilisées (estimation des performances mécaniques des GNT, à partir des résultats d'essais de spécification des granulats). L'idée simpliste d'un lien direct entre le comportement mécanique des GNT et la résistance mécanique de la roche dont elles sont issues, est alors remise en cause : les graves calcaires, dont les granulats sont relativement tendres (coefficients LA et MDE élevés), présentent les meilleures performances mécaniques lors de sollicitations triaxiales cycliques. Le comportement mécanique des GNT est plutôt attribué à la qualité (qui dépend de la nature minéralogique du matériau et de sa sensibilité à l'eau : phénomène de (re) cristallisation pour les GNT calcaires) et à la quantité des contacts granulaires. Paute conclut que la dureté des granulats ne suffit pas pour comparer des graves, et qu'il faut tenir compte de la nature minéralogique des matériaux (Gidel, 2001).

La forme des granulats a également une forte influence sur la résistance mécanique des matériaux. Il est bien connu que les graves issues de matériaux alluvionnaires roulés résistent mal à l'orniérage, et dans les spécifications françaises, l'utilisation de ces matériaux n'est autorisée qu'en couche de fondation et pour des trafics très faibles (Gidel, 2001).



Une étude réalisée au triaxial par Barksdale (1989), sur l'influence de la forme des granulats (roulés ou concassés), sur le comportement des GNT, confirme la meilleure résistance aux déformations des matériaux concassés.

Mc Dowell et Bolton (1998) se sont intéressés à l'influence de la taille des grains, et ont ainsi réalisé des essais de rupture sur des grains de différentes tailles, issus du concassage de roches de différentes natures minéralogiques. L'essai consiste à écraser un grain entre deux plaques et à mesurer la force de rupture, la résistance des grains est ensuite calculée par analogie avec l'essai de traction brésilien.

$$\sigma = \frac{F_f}{d^2} \quad (\text{I.1})$$

$F_f$ : force de rupture des grains,

$d$  : diamètre du grain,

$\sigma$  : résistance du grain.

La variation de cette dernière est représentée en fonction de la taille des grains sur la figure I.3.

Les auteurs remarquent que pour une taille donnée, la résistance dépend fortement de la nature minéralogique et qu'elle diminue avec l'augmentation du diamètre des grains, quand ces derniers sont issus de la même roche. Ceci peut être expliqué par le fait que les gros grains contiennent plus de microfissures que les petits grains (El Mokhtar, 2005).

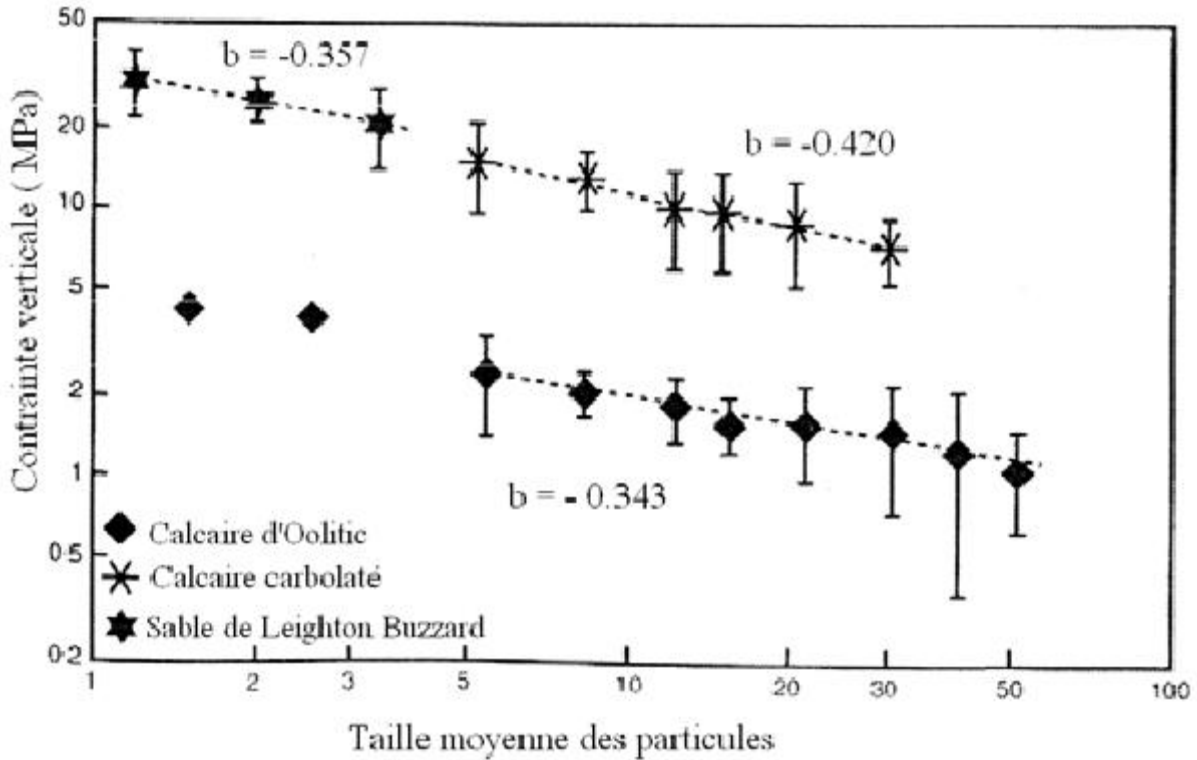


Fig. I.3 : Influence de la taille des grains sur le comportement

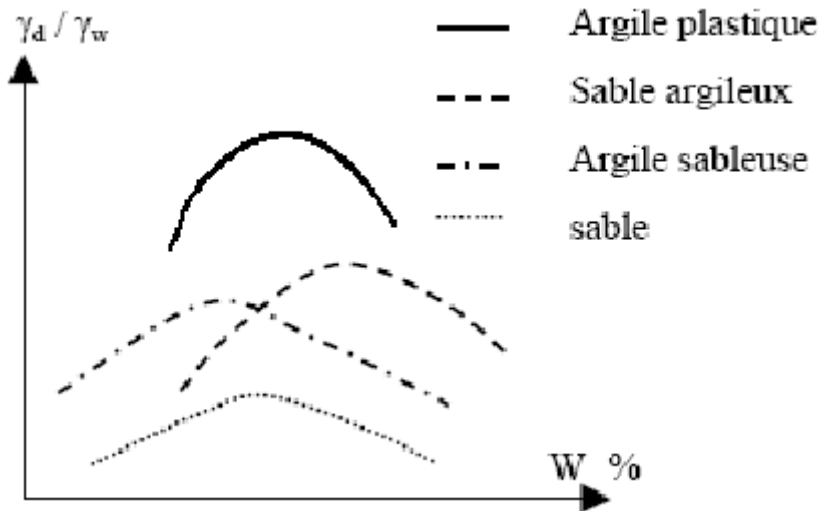
d'après Mc Dowell et Bolton (1998).

### I.3.2 Influence de la granulométrie et de la teneur en fines :

L'étalement granulométrique d'un matériau conditionne bien son état de compacité, qui contribue à une augmentation de la masse volumique sèche, due à une nouvelle réorganisation des grains qui, grâce à leur enchevêtrement et glissement, mène vers des structures granulaires, dont les indices des vides sont les plus petits possibles (Na, Choa, Teh et Chang, 2005).

D'ailleurs, une granulométrie étalée correspond bien à un matériau dont les grains ont des dimensions très différentes, pouvant s'imbriquer les uns dans les autres (Jeuffroy, 1985 ; Côté et Konrad, 2003 ; Brunel, 2004 ; Ployaert, 2005). Il en résulte une courbe de compactage plus pointue. Or que, plus un matériau est à granulométrie uniforme, plus sa porosité est élevée et moins il sera sensible à une variation de teneurs en eau. Il s'ensuit donc une courbe de compactage plate. On comprend clairement, que plus la granulométrie est étalée, plus la cohésion des matériaux devienne grande, après compactage. Ceci s'explique par le fait, qu'une diminution de la porosité engendre une structure plus compacte, caractérisée par un nombre de points de contacts plus important.

En conclusion, les courbes de compactage varient avec la nature des matériaux. Elles sont, par exemple, très aplaties pour les sables, qui leur compactage est peu influencé par la teneur en eau, contrairement aux argiles plastiques, qui sont très sensibles à une variation de teneurs en eau (voir fig. I.4, ci-dessous).



**Fig. I.4 :** Influence de la nature du sol sur le compactage.

Identiquement, on constate que le taux de particules fines ( $d < 80\mu\text{m}$ ), contenu dans un matériau donné, influe considérablement sur la compacité de celui-ci. Sachant que les particules fines sont dotées de propriétés différentes de celles des gros grains (notamment pour les fines argileuses), dont le comportement est très lié à leur teneur en eau, à leur structure cristalline et à leur composition minéralogique (Degoutte et Royet, 2005).

Plus les particules sont fines, plus leur surface spécifique est grande et plus l'eau molécule polarisée, a un rôle important en étant à l'origine de forces d'attraction électrique entre les grains. Cette eau n'a plus les propriétés physiques d'une eau normale : c'est de l'eau liée ou solide. Alors chaque grain est enveloppé dans un film d'eau très visqueuse, de nature spéciale dite eau adsorbée, qui joue le rôle de lubrifiant des grains. Cette eau a des effets négligeables sur les sables et les limons, mais elle a un rôle essentiel dans le comportement des argiles. On conclut que le comportement d'un matériau fin peut être sensiblement modifié par la présence d'ions de divers types dans l'eau interstitielle. L'eau libre, qui circule entre les grains, crée des attractions dues au phénomène de capillarité.

La présence d'éléments fins dans un matériau de chaussée, doit être alors dans des limites tolérables, car d'elles dépendra la densité sèche des matériaux compactés et par conséquent, la

résistance mécanique de la structure des couches de la chaussée. Plus la densité est élevée, plus la déformation sera faible.

Barksdale (1972) montre, à partir d'essais triaxiaux à chargements répétés sur du gneiss et du granite, que la déformation plastique augmente de 50% quand la teneur en fines croît de 3% à 11%. Il est à noter que l'effet conjoint d'une importante teneur en fines et d'une teneur en eau élevée, baisse considérablement la performance d'une grave non traitée.

Les spécifications normatives donnant le taux de particules fines admissible, pour une utilisation optimale des matériaux dans le corps de chaussée, diffèrent d'un pays à l'autre, selon plusieurs facteurs, parmi lesquels on peut citer les conditions hydriques dans lesquelles ils seront soumis (cas des régions gélives, par exemple). Dans le cas général, ce taux varie entre 5 et 15% environ (Jeuffroy, 1985). Le fuseau de spécification des GNT de la norme **NF P98-129**, exige un taux compris entre 8 et 16%. Par contre, une étude menée par Nurmikolu (2005), visant à évaluer la dégradation et la susceptibilité au gel des agrégats rocheux concassés, utilisés dans la structure des couches de chemins de fer, indique que l'administration des rails finlandaise (Finnish Rail Administration) recommande un taux de fines maximum ( $d < 0.075\text{mm}$ ) de 5%. Les spécifications établies par le Ministère des Transports au Québec (MTQ), exigent que le pourcentage de particules fines ( $d < 80\mu\text{m}$ ) ne doit pas dépasser les 7%, pour préserver une capacité portante adéquate, assurer un bon drainage et limiter les dommages causés par l'action du gel dans les couches de fondation routière (Konrad et Lemieux, 2003).

De plus, une étude sur les déformations permanentes des GNT calcaires, a révélé que la densité sèche est d'autant plus élevée que le matériau est à granulométrie continue et assez riche en fines (entre 6 et 10% de fines, environ), (Gidel, Hornych, Chauvin, Breysse et Denis, 2001 ; El Mokhtar, 2005).

Ces spécifications sont étudiées de manière à éviter les problèmes de ségrégation, dus au manque de fines, ou de formation de boue dans la fondation, dans le cas où il y a excès.

### **I.3.3 Influence de la teneur en eau :**

La grandeur teneur en eau est un paramètre important dans le compactage des sols, car elle peut modifier significativement son comportement. Le compactage révèle donc, sans ambiguïté, l'importance du rôle de l'eau dans le comportement et le fonctionnement des sols et matériaux (Holtz et Kovacs, 1991 ; Soulié, 2005).

Le compactage devient plus efficace avec l'augmentation de la teneur en eau, qui se traduit par une augmentation de la densité sèche. En effet, l'eau facilite le serrage des grains, dans la mesure où elle n'est pas excessive.

Thom et Brown (1987), pensent que l'eau dans les interstices joue le rôle de lubrifiant. Une augmentation du degré de saturation implique un accroissement de l'effet lubrifiant d'où une augmentation de la déformation. Une autre interprétation du phénomène met en relief le rôle de la pression de succion dans un milieu granulaire. Cette dernière, jouant le rôle de colle, diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. D'ailleurs, ceci montre l'existence d'une teneur en eau « seuil » pour laquelle la densité sèche augmente avec la teneur en eau. Cela est dû au développement de la pression de succion. Au-delà de ce seuil, le matériau devient de plus en plus saturé : la pression de succion chute, la pression interstitielle augmente provoquant une chute de la densité sèche.

En fait, lorsque l'on ajoute de l'eau à un matériau sec, la succion est très élevée, le matériau est avide d'eau et des ponts vont se constituer entre certains grains (Ployaert, 2003 ; Coronado, Fleureau, Correia et Caicedo, 2004 ; ...etc.). En continuant à imbiber le matériau, sa cohésion continue à se développer, car le nombre de ponts de liaisons augmente. Cette amélioration se poursuit jusqu'au moment où la quantité d'eau ajoutée devient trop élevée et prend trop de place entre les grains, il s'ensuit donc une diminution de la cohésion et de la masse volumique sèche, due à une diminution de la succion.

La présence de ponts liquides au sein du milieu granulaire génère des forces de cohésion entre les grains (fig. I.5). Ces forces dépendent de la quantité d'eau présente dans le milieu et de ses propriétés.

La succion est par définition, une pression interstitielle négative, c'est-à-dire inférieure à la pression atmosphérique (pression de l'air), qu'on prend comme référence. Physiquement, dans le cas d'une argile, cette succion se manifeste si celle-ci (l'argile) est mise en contact avec de l'eau, par une attraction et aspiration de cette eau vers l'intérieur du réseau poral de cette argile.

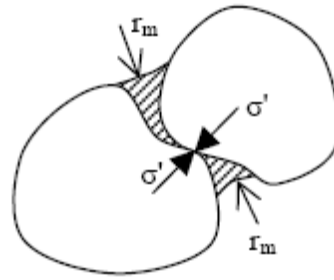


Fig. I.5 : Phénomène de capillarité.

### I.3.4 Influence de l'intensité de compactage :

L'efficacité de l'opération de compactage est fonction de son intensité. Lorsque l'énergie de compactage augmente, le poids volumique du sol sec s'accroît, la teneur en eau optimale diminue et le sol se trouve dans sa meilleure compacité. La figure I.6 ci-après, montre la différence entre un matériau compacté à l'énergie Proctor normal (OPN) et à l'énergie Proctor modifié (OPM).

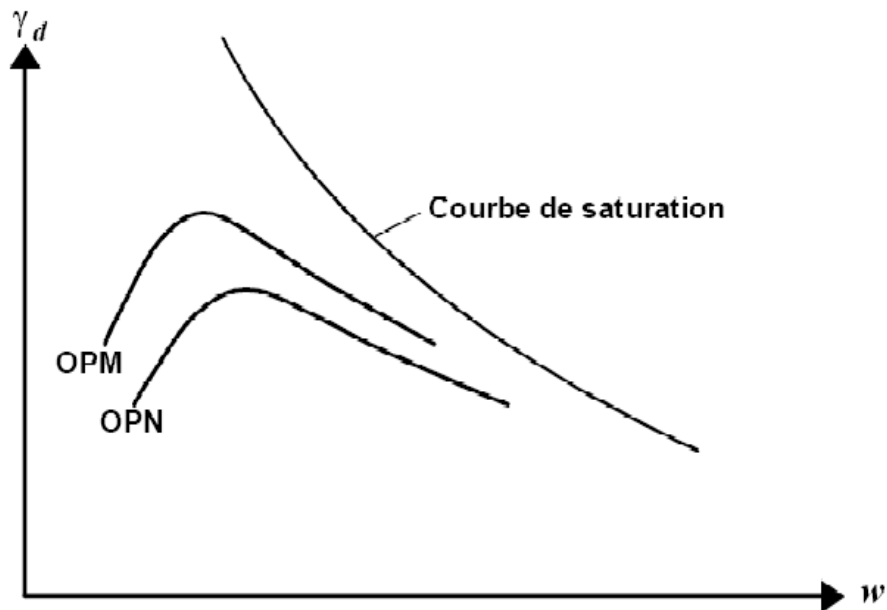


Fig. I.6 : Courbes Proctor en fonction de l'énergie de compactage.

### I.4 Mise en évidence du phénomène d'écrasement des grains

Sous un chargement donné, le matériau subit des dégradations plus ou moins importantes, au niveau des grains, qui se traduisent généralement par une évolution de sa granulométrie et une modification de la forme et de l'état de surface des grains (Melbouci, 2002). Ainsi, sous l'effet du compactage, les granulats sont soumis à de fortes pressions, provoquant des déplacements et frottements entre grains et par conséquent leur rupture.

Cependant, cette rupture des grains doit répondre aux exigences de la densité élevée, en améliorant les performances mécaniques des matériaux d'assises et des sols support.

Plusieurs auteurs se sont intéressés au phénomène d'écrasement des grains et ont réalisé des études permettant de comprendre comment ce phénomène se manifeste-t-il et quels sont les facteurs quantifiant cette rupture (Biarez, 1962 ; Marsal, 1967 ; Vesic et Clough, 1968 ; Cambou, 1972 ; Kim, 1995 ; Lade et Yamamuro, 1996 ; Mc Dowel et Bolton, 1998 ; Melbouci, 2002).

### **I.4.1 Paramètres influençant la rupture des grains :**

De nombreux facteurs sont à l'origine du phénomène d'écrasement des grains, celui-ci est engendré par une modification de la granulométrie, qui se traduit par une diminution de la taille des grains et une production de particules fines. Selon Biarez et Hicher (1997), la rupture des grains est liée d'une part, à la nature des grains, c'est-à-dire à leurs caractéristiques physico-chimiques, minéralogiques et géométriques ; d'autre part aux paramètres mécaniques (état des contraintes et déformations).

#### **I.4.1.1 Paramètres de nature :**

Des études ont été réalisées par plusieurs auteurs (Bard, 1993 ; Colliat –Dangus J.L.-Desrues J.-Foray P, 1988 ; Kim M. S, 1995 ; Vesic A.S.-Clough G.W, 1968), mettant en évidence l'influence des paramètres de nature, qui sont des paramètres liés au milieu discontinu : résistance mécanique, forme et taille des grains et granulométrie.

- La résistance mécanique des grains dépend de leur minéralogie et de leur état d'altération ;
- La résistance à la rupture des grains est plus rapidement atteinte lorsque la taille des particules est plus importante (Melbouci, 2002) ;
- La rupture des grains augmente avec leur angularité. Ceci peut être attribué à une fragilité plus grande des points de contacts à faibles rayons de courbure ;
- La répartition granulométrique est également un facteur très important et les différentes études concordent à montrer qu'une granulométrie serrée favorise la rupture des grains. Cet effet peut être expliqué par une meilleure distribution des forces intergranulaires dans un milieu à granulométrie étalée. Une étude expérimentale réalisée par Kim (1995) a mis en évidence cette influence à l'aide de deux mélanges

de granit concassé et il a conclu que toutes les tailles des grains sont concernées par le phénomène de rupture et pas uniquement les plus grosses d'entre elles.

### I.4.1.2 Paramètres mécaniques :

Ces paramètres caractérisent l'état mécanique du milieu supposé continu, qui sont les contraintes appliquées et les déformations engendrées par le chargement. Il est bien évident que l'intensité des contraintes appliquées est un facteur prépondérant sur le développement de rupture des grains. Cependant, le chemin des contraintes joue également un rôle marquant. Les études expérimentales réalisées sur ce thème permettent de conclure que le déviateur de contraintes joue un rôle majeur et que les essais triaxiaux, par exemple, génèrent plus de rupture que les essais isotropes ou oedométriques à même contrainte moyenne. Ceci peut s'expliquer sans doute par les déplacements relatifs des paramètres qui favorisent la rupture des grains. Biarez J. et Hicher P. Y. (1997) ont mis en évidence dans leurs essais l'influence des paramètres mécaniques associés au milieu continu à savoir le niveau et le chemin de contrainte et l'amplitude des déformations du chargement mécanique.

Selon plusieurs auteurs (Vesic A-S, Clough G.W, 1968 ; Bard E, 1993 ; Kim Me Sun, 1995 et Colliat-Dangus J.L, 1998), la quantité des grains écrasés dépend des facteurs suivants :

- **La répartition granulométrique** : c'est un facteur très important et les différentes études montrent qu'une granulométrie initiale serrée favorise la rupture des grains (Melbouci, 2002) ;
- **La forme des grains** : en effet, la forme anguleuse obtenue par concassage favorise les concentrations des contraintes (les surfaces de contact étant très faibles) et la résistance à la rupture des grains est plus rapidement atteinte (Melbouci, 2002). En fait, d'après le mode d'obtention des grains, ces derniers peuvent avoir une forme arrondie s'ils sont des matériaux alluvionnaires, car ils ont subi des transformations de textures causées par l'effet de transport d'eau. Une bonne angularité confère au mélange granulaire une meilleure stabilité mécanique. George Arquie et Claude Tourenq (1990) ont montré que dans un essai triaxial, l'angle de frottement interne augmente de 7° quand on passe d'un matériau entièrement roulé à une roche massivement concassée, donc les éléments roulés assurent une meilleure maniabilité, mais ils présentent de faibles performances mécaniques du mélange. Des microfissures se propagent lorsque les grains sont soumis à un chargement élevé, ce qui



nous donne une cause importante de rupture des grains (Melbouci, 2002). En effet, plus la taille augmente plus la probabilité de présence de zones de faiblesses dans le grain augmente ;

- **Résistance des grains :** c'est la texture interne du grain, constituant le sol, et sa composition chimique et minéralogique qui donne une bonne ou une faible résistance du grain ;
- **Indice des vides et densité relative :** La rupture des grains est influencée par le paramètre de la compacité. Un matériau granulaire de faible densité initiale aura une rupture de ces grains plus importante qu'un matériau à forte densité relative initiale. Car un matériau à densité élevée aura un grand nombre de contacts entre grains, contrairement au matériau de faible densité, qui nécessitera une grande contrainte pour s'écraser. Pour un milieu peu dense, à grains anguleux, la rupture des grains est importante au début du chargement, puis devient semblable à celui du milieu dense (Melbouci, 2002). Biarez J (1997), a montré que l'effet de l'étalement granulométrique peut être expliqué par une meilleure distribution des forces intergranulaires dans un milieu à granulométrie étalée. En effet, Pour obtenir une granulométrie étalée, les vides que laissent les gros gravillons en contact, peuvent être occupés par des gravillons plus petits, et les vides qui subsistent encore, peuvent être remplis par le sable, et ainsi de suite jusqu'aux éléments fins. En fait, si un mélange granulaire est riche en éléments fins et présente une discontinuité par manque de certains diamètres, ce mélange sera maniable, et se mettra facilement en place, mais en contre partie, il manquera de stabilité et se déformera facilement. Par contre, si ce même mélange manque d'éléments fins, il sera moins maniable mais plus raide et plus sensible à la ségrégation ;
- **Présence ou absence de l'eau :** Marsal (1977), a mis en évidence l'effet de l'eau sur la déformation des matériaux granulaires. Il a effectué des tests sur des échantillons secs et saturés d'eau. Il en a déduit qu'il y a une diminution de la résistance des matériaux granulaires en présence d'eau ;
- **Influence de l'état de contrainte :** Plusieurs études faites par différents auteurs, Ramamurthy et Al (1974), Kim (1995) et Melbouci (2002), ont montré que pour une même contrainte moyenne, on trouvera que plus la déformation axiale est élevée plus l'écrasement l'est aussi. Ramamurthy et al (1974) et Kim (1995) ont aussi constaté

que l'écrasement des grains se poursuit après le pic des contraintes et l'amplitude des déformations a un incident notable sur l'importance du phénomène d'écrasement des grains. Les études expérimentales réalisées par Melbouci (2002), ont montré que l'essai triaxial génère plus de rupture que l'essai oedométrique, pour une même contrainte moyenne. De son côté, Kim (1995), a montré que plus la contrainte de confinement augmente, plus la rupture des grains est importante ;

- **Vitesse de déformation :** Des études expérimentales ont été réalisées pour l'investigation du mécanisme de fluage des pieux ancrés dans le sable. Les résultats des essais ont montré que les tassements des pieux augmentent en fonction du logarithme du temps, et le taux d'augmentation du tassement est dépendant de la grandeur, de la charge appliquée et de la densité du sable. L'examen des particules de sable, avant et après l'application de la charge sur les pieux, a montré que les grains de sable ont été fracturés avec des protubérances angulaires graduelles. La relaxation des contraintes autour de la pointe des pieux fournit une évidence en faveur de l'hypothèse, que le fluage observé est dû au broyage progressif des particules de sable.

### I.4.2 Facteurs quantifiant la rupture des grains :

Le degré d'écrasement des grains d'un élément de sol peut être quantifié empiriquement, en comparant les courbes granulométriques obtenues avant et après un essai de chargement donné (dans notre cas, on considère le compactage). La rupture des grains se manifeste même sous de faibles pressions, ceci-ci comme nous l'avons déjà vu, dépend essentiellement des caractéristiques des grains, entraînant ainsi une modification de la structure granulaire, engendrée par une diminution de la taille des grains et une production de particules fines.

Sous le critère de l'évolution des courbes granulométriques, plusieurs auteurs ont quantifié le taux d'écrasement, à partir de méthodes empiriques (expérimentales), basées sur les changements des dimensions granulaires (Lee et Farhooman, 1967; Lee et Seed, 1967 ; Vesic et Clough, 1968 ; Murphy, 1971 ; Miura et Yamanouchi, 1973 ; Miura et O-hara, 1979 ; Hardin, 1985 ; Murphy, 1987 ; Colliat-Dangus et al, 1988 ; Fukumuto, 1990 ; Yamamaro, 1993 ; Hagety et al, 1993).

Certains de ces auteurs ont pris en considération le changement d'un diamètre et d'autres le changement global de la granulométrie.

Toutes ces méthodes, permettant d'évaluer le taux d'écrasement, sont basées sur l'évolution de la courbe granulométrique après essai. Tous les paramètres sont déterminés à partir du pourcentage retenu correspondant à une taille de grain donnée. On distinguera la méthode à une seule taille des grains, et la méthode à plusieurs tailles des grains :

### I.4.2.1 Méthode à une seule taille des grains :

Lee et Farhoonand (1967), ont défini un facteur basé sur l'évolution du diamètre correspondant à 15% de passant avant et après essai. Il est défini par l'équation suivante :

$$D_{15\text{initial}} / D_{15\text{final}} \quad (\text{I.2})$$

Datta et al (1979) ont travaillé sur du sable calcaire et ont défini un coefficient  $C_c$ , qui caractérise le degré d'écrasement des grains comme suit :

$$C_c = D_{10f} / D_{10i} \quad (\text{I.3})$$

Lade et Yamamura (1996) ont défini un coefficient «k» dit de perméabilité, qui correspond à la taille du tamis qui laisse passer 10% du matériau et un autre paramètre «  $B_{10}$  », qui a ses valeurs comprises entre 0 (sans rupture des grains) et 1 (la taille des grains est très petite par rapport à la taille initiale). Les équations de «k» et «  $B_{10}$  » s'écrivent :

$$k = 100 \cdot (D_{10})^2 \quad (\text{I.4})$$

$$B_{10} = 1 - (D_{10f} / D_{10i}) \quad (\text{I.5})$$

### I.4.2.2 Méthode à plusieurs tailles des grains :

On citera entre autre la méthode de Marsal qui permet de déterminer le pourcentage du poids des grains affectés au cours de l'essai. L'application de cette méthode nécessite de réaliser des analyses granulométriques avant et après essai. Le paramètre «  $B_w$  » représentant ce pourcentage est défini comme la somme des valeurs positives de «  $\Delta w_k$  » avec :

$$\Delta w_k = w_{ki} - w_{kf} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

$\Delta w_{ki}$  : est le pourcentage du poids retenu par le tamis de diamètre k avant essai ;

$\Delta w_{kf}$  : est le pourcentage du poids retenu par le même tamis après essai ;

K : prend les valeurs des diamètres de tous les tamis utilisés.

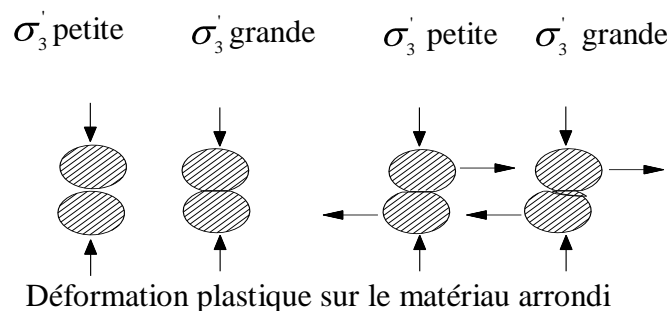
## I.4.3 Modes de rupture des grains :

Comme il a été constaté, le phénomène de rupture est lié en grande partie aux propriétés physiques et mécaniques des grains, ainsi qu'aux chemins de contraintes appliquées.

En effet, sous l'action des sollicitations mécaniques, le granulat peut se fragmenter en donnant des éléments de toutes dimensions, ou bien s'user par frottement, en donnant essentiellement des éléments fins (Melbouci, 2005). Ainsi, selon l'auteur, la rupture des grains peut être classée en différents modes (Bishop et Henkel, 1962 ; Ramamurthy, 1966 ; Guyon et Troadec, 1994).

### I.4.3.1 Ecrasement des grains selon Bishop et Henkel (1962) :

La première étude concernant les contacts et l'écrasement des grains est faite par Bishop et Henkel (1962). C'est une étude sur la relation contrainte – déformation, effectuée sur des échantillons cylindriques soumis à deux cycles de chargement et de déchargement. Les observations sont faites au niveau des contacts cisailés. Les auteurs ont observé qu'il n'y a pas eu de glissement des grains mais un cisaillement au niveau des points de contact, en outre aucune diminution de volume n'a été observée. Le comportement de deux grains en contact sous une contrainte croissante est schématisé sur la figure I.7.



**Fig. I.7 :** Représentation schématique du comportement de contact

(D'après Bishop et Henkel, 1962, cités par Melbouci, 2002).

### I.4.3.2 Ecrasement des grains selon Ramamurthy (1966) :

La rupture des grains peut être classée selon quatre modes (Ramamurthy, 1966) :

- 1- rupture des aspérités ;
- 2- Le fendage des grains de sol ;
- 3- Rupture des angularités ;

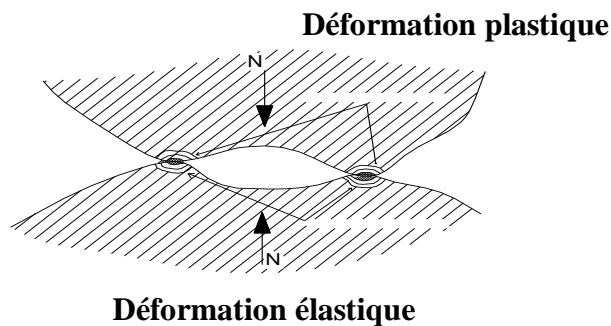
### 4- Cisaillement des angularités.

#### ➤ Rupture des aspérités :

La proportion du matériau écrasé est très petite puisqu'elle concerne seulement, les aspérités dans les régions où les efforts de cisaillement sont les plus élevés (fig. I.8). Les grains écrasés se rapportent à la région locale où l'écrasement s'est produit. Le degré d'écrasement change selon l'importance de l'effort et du mouvement des grains.

La résistance de frottement entre les grains du sol dépend de leurs propriétés extérieures et de leurs constituants minéralogiques. Selon Tabor (1956), une aspérité peut rayer une surface, si sa dureté extérieure est au moins égale à (1 à 2) fois la dureté de la surface rayée. La résistance développée pendant la rayure, caractérise essentiellement les propriétés élastiques du matériau.

Bridgeman en 1953 (cité par Melbouci, 2002), a démontré qu'en utilisant des pressions hydrostatiques élevées, les matériaux fragiles subissent des déformations plastiques sans se casser. Les aspérités des matériaux fraîchement extraits, peuvent se déformer sous des pressions plus élevées et réduisent la résistance au cisaillement sur la surface de contact, due à l'écoulement du matériau (Von Karman, 1911 ; Griggs, 1936 ; et Mc Henry, 1948).

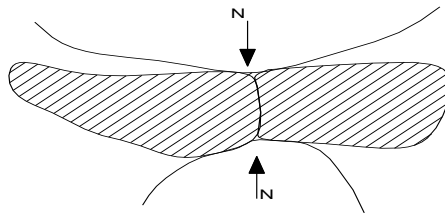


Déformation plastique sur le matériau anguleux

**Fig. I.8 :** Représentation schématique du comportement de contact (d'après Tabor et Bowden, 1956).

#### ➤ Fendage des grains de sol

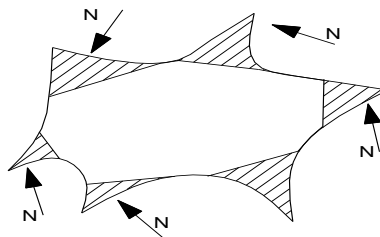
Cette catégorie de l'écrasement se produit quand des grains durs du sol sont soumis à des efforts de sens opposés (Fig. I.9). Ces efforts ont comme conséquence la fragmentation. L'ampleur de l'écrasement dépend de la forme, de la taille et des forces de contact. Les grains ainsi produits après écrasement sont plus sains que ceux formés après rupture ou cisaillement des aspérités, et peuvent offrir une grande résistance sur les surfaces nouvellement formées.



**Fig. I.9 :** *Fendage des grains.*

➤ **Rupture des angularités :**

Dans les matériaux extraits, les coins pointus des particules se cassent pendant le tassement ou le cisaillement, réduisant cependant le schéma global d'angularité (voir fig. I.10), les surfaces et les coins nouvellement formés, sont relativement plus résistants. Les aspérités sur les surfaces nouvellement formées, sont résistantes sous de basses pressions et elles peuvent se comporter différemment sous des intervalles d'efforts plus élevés.



**Fig. I.10 :** *Rupture des angularités.*

➤ **Cisaillement des aspérités :**

Cette catégorie d'écrasement se produit quand les grains durs sont soumis à des efforts à leurs points de contact. La rupture des grains est rencontrée au cours du tassement, lorsque les granulats sont soumis à de hautes contraintes de compression.

L'importance de la rupture dépend de la forme géométrique du grain, à savoir sa taille et sa forme en particulier, des contraintes appliquées et du nombre de points de contact.

Les fragments formés par la rupture du grain sont plus durs que ceux formés par le cisaillement, ou l'écrasement des aspérités en surface des grains (fig. I.11).

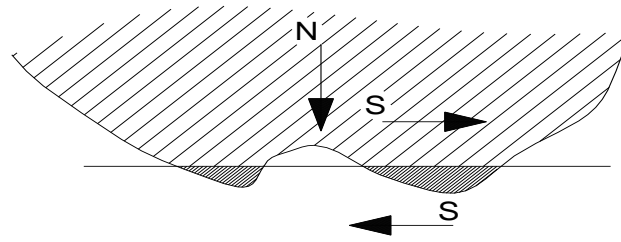


Fig. I.11 : Cisaillement des aspérités.

**I.4.3.3 Ecrasement des grains selon Guyon et Troadec (1994) :**

La rupture des grains peut être classée suivant trois modes (voir fig. I.12), selon Guyon et Troadec (1994) :

- 1- La fracture : un grain se casse pour en donner de nouveaux de taille sensiblement égale et inférieure à la taille du grain original.
- 2- L'écaillage (ou l'attrition) : un grain se casse pour donner un grain de taille un peu inférieure et plusieurs de plus petites tailles.
- 3- L'abrasion : le résultat est un grain ayant sensiblement la même taille que le grain original mais avec une production de particules de tailles très fines.

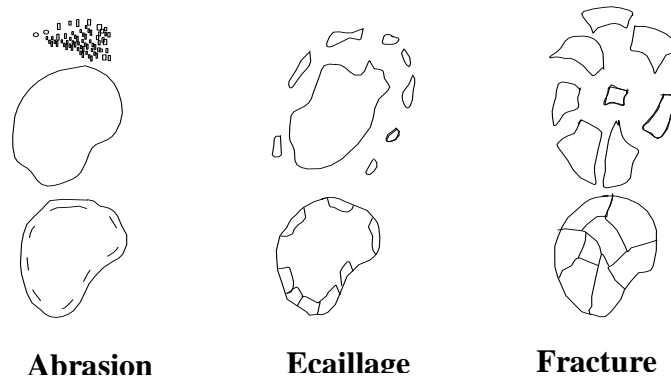


Fig. I.12 : Les trois modes de rupture selon Guyon et Troadec, (1994).

### Conclusion

Le compactage est une opération nécessaire à la connaissance du critère «humidité-densité» d'un matériau donné. Ces deux paramètres (teneur en eau et densité sèche), permettent de déterminer les performances géomécaniques des matériaux destinés à la réalisation des couches d'assises de chaussées.

Dans ce chapitre, nous avons donné d'une part, les paramètres intéressant le compactage, nécessaires à la compréhension ultérieure du comportement des matériaux choisis, en fonction de leurs caractéristiques physiques et mécaniques. D'autre part, nous avons évoqué les principaux facteurs, influençant le poids volumique sec des matériaux compactés, à savoir : la teneur en eau, la granularité, la minéralogie, la teneur en fines et l'intensité de compactage.

Pendant le compactage, les grains subissent un écrasement, qui entraîne une diminution de la taille des grains et une production de particules fines. Par conséquent, il s'ensuit une modification de la granulométrie et de l'état de surface des grains.

La rupture des grains dépend de nombreux facteurs, à savoir : la granulométrie, la taille, la forme et la dureté des grains, l'intensité de la contrainte appliquée et de la présence ou de l'absence de l'eau.



**CHAPITRE II :**  
**DIMENSIONNEMENT DES**  
**CHAUSSÉES**

## ***CHAPITRE II:***

# ***DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES***

### **Introduction**

Le rôle principal d'une assise de chaussée est la diffusion latérale des contraintes, dues à des charges roulantes en surface, afin de les amener à des niveaux compatibles avec les caractéristiques mécaniques du sol naturel en place. Le corps de la chaussée est une structure multicouche. Son comportement global dépend de la nature des matériaux constituant les couches, de leurs épaisseurs et de leurs dispositions les unes par rapport aux autres.

Le dimensionnement d'une chaussée consiste à déterminer la nature ainsi que les épaisseurs des différentes couches la constituant. Il doit lui permettre également de préserver durant sa vie de service les qualités d'uni, qui offrent aux usagers un niveau de service admissible.

Durant leur vie de service, les chaussées sont soumises à diverses sollicitations cycliques. En plus des actions mécaniques répétées dues au trafic, elles sont également soumises à des sollicitations hydriques, thermiques et chimiques. Vu la complexité des sollicitations, le dimensionnement est effectué actuellement avec des approches empiriques.

Le sol ne peut seul supporter un trafic routier sans subir d'importantes déformations. C'est pourquoi il est surmonté d'un corps de chaussée dont le rôle principal est de rendre admissibles les contraintes au niveau du sol (certaines couches ont en plus des rôles d'adhérence, d'anti-remontée de fissures, anti-poinçonnement, ...etc.). Le dimensionnement des chaussées consiste donc à définir la nature et l'épaisseur des différentes couches, afin de s'assurer que, pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en termes de confort et de sécurité routière.

### II.1 Structures de chaussées

Une chaussée est une structure multicouche, constituée de trois parties principales, qui ont chacune un rôle bien défini (fig. II.1) :

- Tout d'abord, le sol terrassé ou sol support peut être surmontée d'une couche de forme (bien que ne faisant pas partie du corps de chaussée proprement dite). L'ensemble sol-couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. La couche de forme a une double fonction : pendant les travaux, elle assure la protection du sol support, permet la qualité du nivellement et la circulation des engins. En service, elle permet d'homogénéiser les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le sol ou le remblai ; et d'améliorer la portance à long terme ;
- puis viennent les couches d'assise, formées par une couche de base et une couche de fondation. Ces couches apportent à la chaussée la résistance mécanique nécessaire aux charges verticales, induites par le trafic et répartissent les pressions sur la plate-forme support, afin de maintenir les déformations à un niveau admissible ;
- enfin, l'assise est surmontée d'une couche de surface, dont la structure est bicouche. Elle est composée généralement d'une couche de roulement (ou d'usure), qui subit directement les agressions du trafic et du climat ; et d'une couche de liaison, chargée d'assurer la liaison entre la couche de roulement et l'assise. L'apport structurel de la couche de liaison est secondaire, sauf pour les chaussées à assise granulaire, dont la couche de surface est la seule couche liée, elle est plutôt tributaire de la pérennité de la chaussée. La couche de surface assure la protection des couches d'assise, vis-à-vis des infiltrations d'eau, et confère aux usagers un confort de conduite, d'autant plus satisfaisant que les caractéristiques de surface sont bonnes.

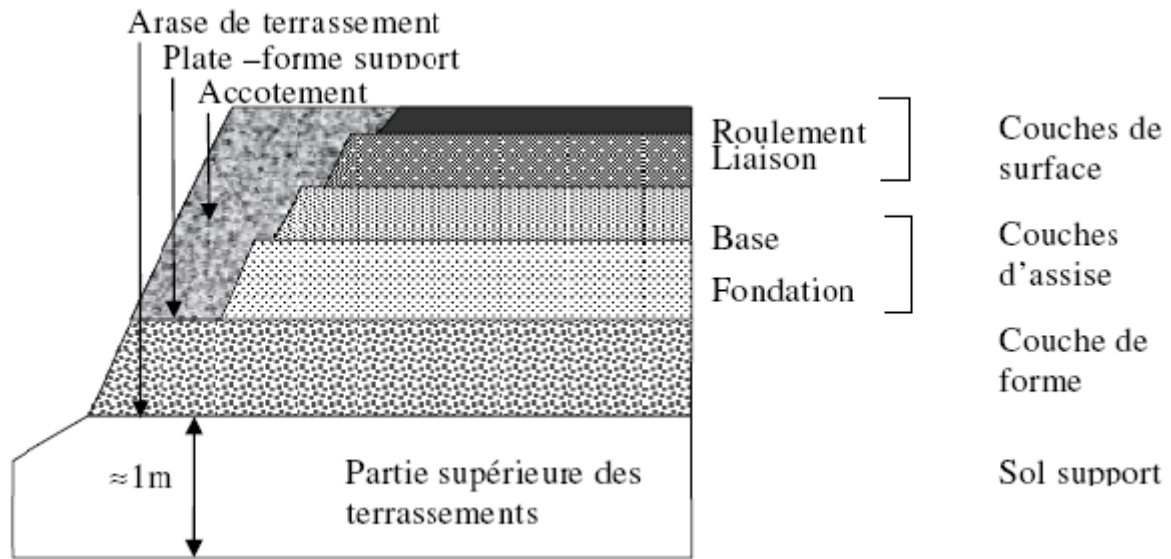


Fig. II.1 : Coupe verticale d'un corps de chaussée type.

La construction d'une route passe par les étapes de choix de tracé, terrassement (préparation du terrain, comblement des trous, rognage des bosses, planéité de l'arase de terrassement), mise en œuvre d'une couche de forme (elle participe au fonctionnement mécanique de la chaussée), puis d'une couche d'assise (elle apporte la résistance mécanique aux charges), puis d'une couche d'accrochage (liaison entre couche d'assise et couche de roulement, elle est réalisée avec une émulsion de bitume), et enfin d'une couche de roulement (elle assure confort et sécurité à l'utilisateur de la route, ainsi que l'étanchéité du revêtement).

Une route est constituée de granulats ou de sols à 90 %, voire 100 %. Les 0 à 10 % restants peuvent être :

- de l'eau : introduite lors de la mise en œuvre, elle permet de lubrifier les granulats ; son évaporation ultérieure permet de revenir aux propriétés initiales de la roche et des granulats ; on parle dans ce cas de chaussée en grave non traitée (GNT) ;
- des liants hydrauliques : ces liants assurent une liaison solide entre les granulats par la formation de cristaux insolubles, et confèrent à la route une grande rigidité de structure, une faible déformabilité et une incapacité de glissement ou relaxation ;
- des liants hydrocarbonés : se présentant sous forme de colle bitumineuse fusible sensible à la température, ils permettent la liaison par forces adhésives des granulats entre eux ; ils confèrent à

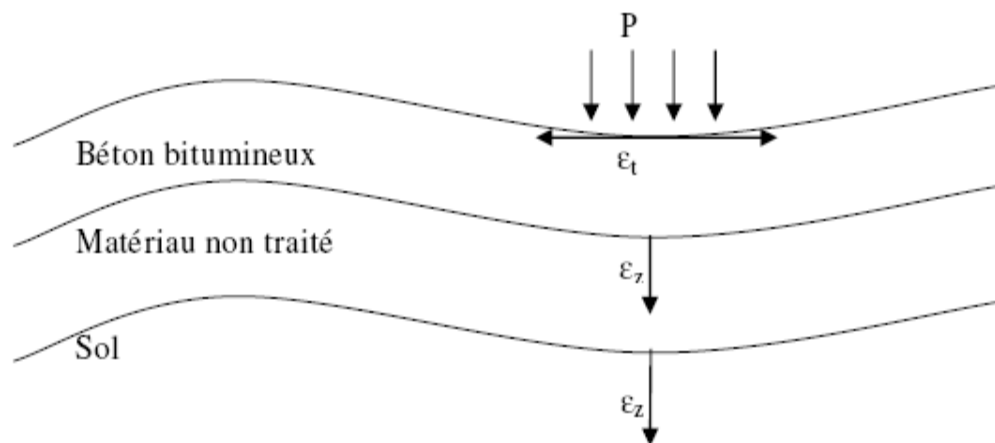
la route une certaine souplesse – d'où l'appellation commune de chaussée souple –, voire une certaine mollesse, ainsi qu'une capacité de relaxation et de glissements.

### II.2 Différents types de structures de chaussées

Selon les matériaux granulaires, liés ou non, composants les couches des chaussées et selon leurs modes de fonctionnement, nous distinguons plusieurs types de structures. D'après la classification française des chaussées (LCPC, 1994), il existe six grandes familles de structures :

- **les chaussées souples** : ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (moins de 15 cm), parfois réduite à un simple enduit superficiel pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est comprise entre 30 et 60 cm.

Les matériaux granulaires constituant l'assise de la chaussée ont un module de rigidité relativement faible. Comme la couverture bitumineuse est mince, les efforts verticaux sont transmis au support avec une faible diffusion. Les contraintes verticales élevées engendrent, par leur répétition, des déformations plastiques, qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée. Le fonctionnement des chaussées souples peut être schématisé comme le montre la figure II.2, ci-après :



**Fig. II.2 :** *Fonctionnement d'une chaussée souple.*

- **Les chaussées bitumineuses épaisses :** ces structures comportent une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, disposées en une ou deux, voire trois couches, dont l'épaisseur totale est comprise entre 15 et 40 cm. Le fonctionnement des chaussées épaisses est d'autant plus différent de celui des chaussées souples que l'assise est épaisse.

La rigidité et la résistance en traction des couches d'assise en matériaux bitumineux, permettent de diffuser, en les atténuant fortement, les contraintes verticales transmises au sol. La qualité des interfaces a une grande importance pour ce type de chaussée ; en effet, si les couches bitumineuses sont liées, les allongements maximaux se produisent à la base de la couche liée la plus profonde ; par contre lorsqu'elles sont décollées, chaque couche se retrouve sollicitée en traction, provoquant la ruine prématurée de la structure.

- **Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques :** ces structures sont qualifiées couramment de « semi-rigides ». Elles comportent une couche de surface bitumineuse mince (< 15 cm), reposant sur une assise en matériaux granulaires, traitée aux liants hydrauliques, disposée en une ou deux couches, dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm.

Compte tenu de la très grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques, les contraintes verticales transmises au sol support sont très faibles. L'interface couche de surface-couche de base est aussi une zone sensible, car elle est souvent soumise à de fortes contraintes normales et de cisaillement horizontal. Les derniers centimètres supérieurs de l'assise traitée sont souvent de faible résistance.

Ces assises sont sujettes à des retraites (phénomènes thermiques et de prise de béton). Le retrait bien qu'empêché par le frottement de la couche d'assise sur son support, provoque des fissures transversales, qui remontent au travers de la couche de roulement.

- **Les chaussées à structure mixte :** ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base (10 à 20 cm), sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que, le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de la chaussée soit de l'ordre de  $\frac{1}{2}$ .

L'adhérence entre les couches bitumineuses et les couches traitées aux liants hydrauliques est le point faible de la structure. Elle peut être rompue par suite de dilatation différentielle entre les deux couches et de l'action du trafic, entraînant alors une forte augmentation des contraintes de traction à la base de la couche bitumineuse, qui peut ainsi périr par fatigue.

- **Les chaussées à structure inverse** : ces structures comportent par rapport aux structures mixtes, une couche supplémentaire de matériaux granulaires, entre la couche de fondation (traitée aux liants hydrauliques) et les couches supérieures bitumineuses. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.
- **Les chaussées en béton de ciment** : ces structures comportent une couche de fondation en grave-ciment, d'environ 15 cm d'épaisseur, surmontée par une dalle de béton de 25 cm d'épaisseur environ. Des joints transversaux sont effectués tous les 4 à 5 m, pour éviter une fissuration anarchique du béton, ainsi que des joints longitudinaux.

Les différents types de structures de chaussées sont représentés par la figure II.3, ci-dessous :

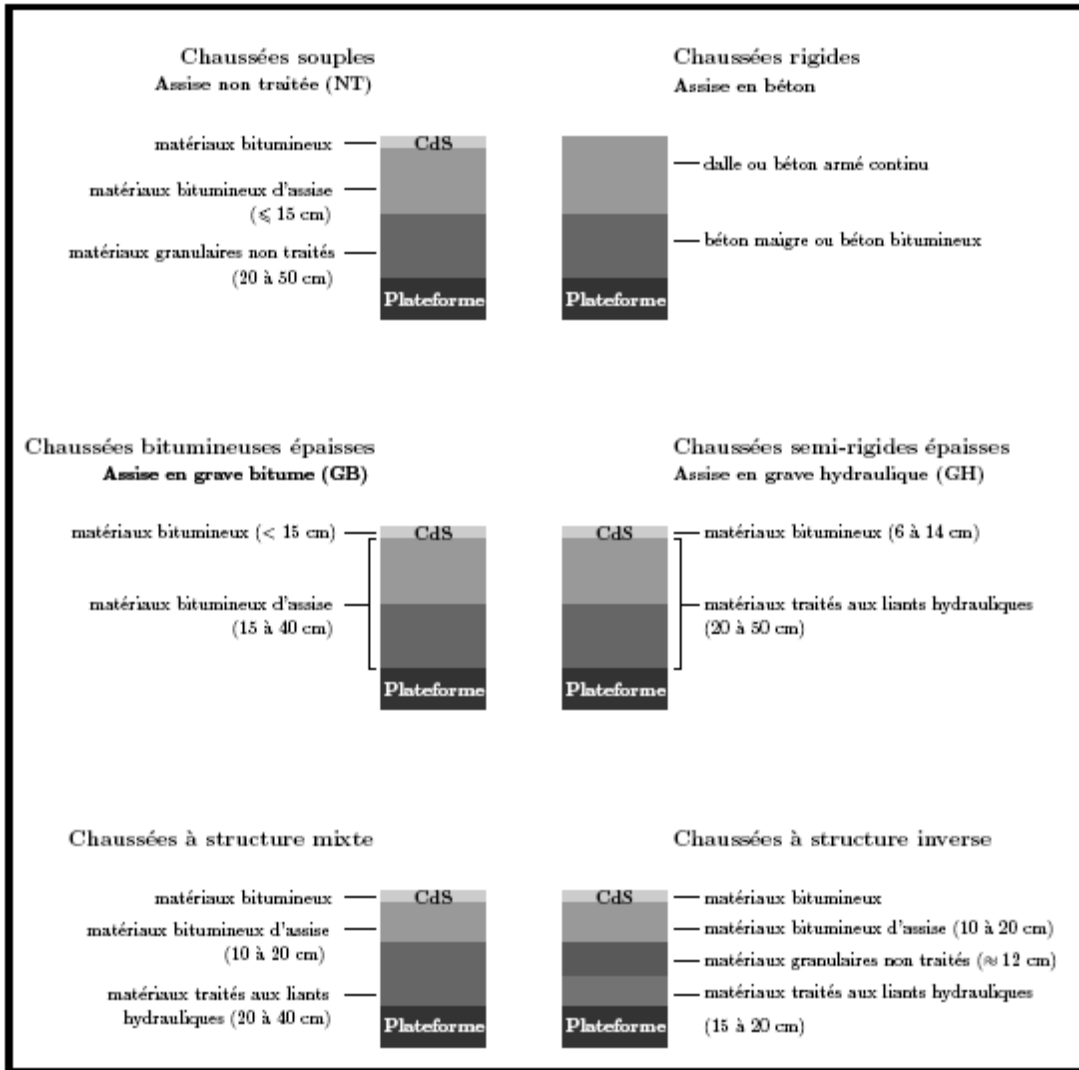


Fig. II.3 : Familles de structures de chaussées (d'après le LCPC, Lorino, 2005).

Notons que la répartition des charges sur le sol est différente selon le type d'assise, allant de la concentration pour les chaussées souples, à la diffusion pour les chaussées rigides (Tran, 2004 ; Lorino, 2005 ; El Mokhtar, 2005 ; D. Engeland, 2005). Au passage d'une charge lourde, les chaussées souples à assise non traitée se déforment verticalement, de l'ordre de 1 à 3 mm. Le sol support se déforme également. Après le passage de la charge, sol et chaussée retrouvent leur position initiale si la structure est adaptée. Par contre, si la charge est trop lourde ou trop souvent répétée, le sol va se déformer sans reprendre sa position initiale, entraînant une dégradation rapide de la chaussée. Ainsi, la chaussée souple est adaptée aux routes peu circulées par les poids lourds. Au passage d'une charge lourde, les chaussées rigides à assise traitée se déforment



verticalement, de l'ordre de 0 à 0,5 mm. La charge sur le sol est mieux répartie et les effets plus limités. Si la charge est trop lourde et si la structure est insuffisante, la déformation devient trop grande. Elle peut entraîner la destruction de la chaussée par cassure. Ce type de chaussée est adapté aux routes très circulées par les poids lourds.

### II.3 Principe de dimensionnement des chaussées

Le dimensionnement des structures de chaussées constitue une étape importante, de l'étude d'un projet routier. Il fait appel au choix de la politique de gestion du réseau routier ; cette politique est définie par le maître de l'ouvrage, en fonction de la hiérarchisation de son réseau routier. Concrètement, ceci se traduit par un classement en type de réseaux routiers, regroupant des routes de mêmes catégories, du point de vue trafic et considérations socio-économiques.

Les méthodes de dimensionnement des chaussées s'appuient toutes sur la recherche d'un seuil, pour les propriétés du matériau, jugées importantes pour la fiabilité et la durabilité de la structure. Ce seuil est fourni par les réponses du matériau à des essais mécaniques, dont le but est de simuler une ou partie des événements pouvant survenir sur la chaussée.

Compte tenu de la complexité des phénomènes, apparaissant dans les structures de chaussée, les méthodes de dimensionnement font le plus souvent appel à l'empirisme.

L'évolution sans cesse croissante du trafic, ainsi que les connaissances acquises sur les propriétés mécaniques des matériaux et de leur comportement, favorisent et rendent même nécessaire le développement de méthodes plus rationnelles. Par ailleurs, la méthode de dimensionnement doit être basée à la fois sur l'expérience pratique et sur des modèles mathématiques, car la théorie seule n'est pas à l'heure actuelle suffisante au dimensionnement réaliste des chaussées.

Ainsi, on distingue deux familles de méthodes (Ouzrourou, 1997 ; D. Engeland, 2005) :

- Méthodes dites « empiriques » et ;
- Méthodes dites « rationnelles ».

### II.3.1 Méthodes empiriques :

Il existe toute une gamme de méthodes empiriques, s'étendant entre le cas extrême où le dimensionnement repose uniquement sur l'expérience du technicien, au cas plus élaboré s'appuyant sur les résultats d'essais systématiques pour diverses structures de chaussée. Dans ce second cas, les paramètres de dimensionnement sont corrélés de manière statistique, aux informations ainsi collectées (informations relatives au trafic, à l'environnement et aux propriétés des matériaux). Le champ d'application de ces méthodes est restreint, car elles ne peuvent être utilisées que pour une structure de chaussée donnée, et dans des conditions d'utilisations précises.

Parmi les méthodes empiriques, on peut citer la méthode CBR, d'Ivanov, de Boussinesq, des indices de groupes, du dimensionnement progressif, de Shell Oil, de l'Asphalte Institute, ou du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de France.

La méthode la plus connue est la méthode CBR, développée dans les années 30 en Californie. Les paramètres pris en considération dans cette méthode sont l'indice CBR et l'intensité de la charge à l'essieu. Le choix de l'épaisseur totale de la chaussée se fait via des abaques établis à la fois en tenant compte des considérations théoriques, basées sur la formule de Boussinesq et sur de nombreuses mesures d'essais effectués (au laboratoire et sur la route).

Dans la suite de ce chapitre, nous donnerons en bref, les étapes de dimensionnement établies par cette méthode (voir §. II.5 du présent chapitre).

### II.3.2 Méthodes rationnelles :

Les méthodes rationnelles sont fondées sur un modèle de chaussée, reproduisant le plus fidèlement possible, le fonctionnement mécanique de la chaussée. Elles font appel aux théories de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux. Cette approche relie les paramètres principaux, tels que les propriétés des matériaux et les conditions de chargement aux contraintes et déformations de la structure routière. Ces valeurs sont ensuite utilisées pour l'estimation du comportement à long terme de la chaussée. Cette prévision est basée sur les lois d'évolution, qui ont été déterminées en laboratoire, ou par observation de structures existantes.

Parmi les modèles mathématiques utilisés dans les méthodes rationnelles, on cite : le modèle de Boussinesq (1885), les modèles bicouches : de Westergaard (1926) et de Hogg (1938) et les modèles multicouches de Burmister (1943).

**II.4 Facteurs déterminants pour le dimensionnement des structures de chaussée**

**II.4.1 Le trafic :**

Le trafic est un paramètre fondamental pour le dimensionnement des chaussées. On entend par trafic le nombre de poids lourds (PL), qu’aura à supporter la chaussée durant sa vie de service.

Le trafic intervient :

- comme paramètre d’entrée dans le dimensionnement des structures de chaussées ;
- dans le choix des caractéristiques intrinsèques (LA et MDE) des matériaux, pour la fabrication des matériaux de chaussées.

Selon la norme NF P98-082, un poids lourd est défini comme un véhicule dont le poids total autorisé en charge (PTAC) est au moins égal à 3.5 tonnes (35 kN). Cette définition pratique remplace celle de 1998, qui considère un poids lourd comme étant un véhicule dont la charge utile  $CU \geq 50$  kN (5 tonnes).

**II.4.1.1 Détermination de la classe de trafic :**

Pour le choix des couches de surface, il est nécessaire de connaître la classe de trafic (TPLi), déterminée à partir de la moyenne journalière annuelle (MJA) en PL, à la mise en service. D’après les fiches techniques algériennes, données par le CTTTP (Contrôle Technique des Travaux Publics, 2001), les classes de trafic sont réparties comme mentionnées dans le tableau II.1, ci-après :

**Tableau II.1 : Classes de trafic adoptées.**

	<b>TPL<sub>i</sub></b>	TPL <sub>0</sub>	TPL <sub>1</sub>	TPL <sub>2</sub>	TPL <sub>3</sub>	TPL <sub>4</sub>	TPL <sub>5</sub>	TPL <sub>6</sub>	TPL <sub>7</sub>
<b>Type du réseau (PL/J/sens)</b>	<b>RP1</b>	-	-	-	150 300	300 600	600 1500	1500 3000	3000 6000
	<b>RP2</b>	0 50	50 100	100 150	150 300	-	-	-	-

Avec :

RP1 : réseau principal de niveau 1 ;

RP2 : réseau principal de niveau 2.

➤ **Hierarchisation du réseau routier national** : en 1996, les services du Ministère des Travaux Publics ont abouti à la décomposition du réseau routier national comme suit :

- le réseau principal RP, qui se décompose en deux niveaux : RP1 et RP2 ;
- le réseau secondaire RS.

RP1 supporte un trafic supérieur à 1500 véhicules/jour et RP2 inférieur à 1500 véhicules/jour.

#### **II.4.1.2 Détermination du trafic cumulé équivalent TCEi :**

C'est le trafic à prendre en compte dans le calcul du dimensionnement, il correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes, sur la durée de vie considérée. L'essieu de référence standard en Algérie est l'essieu isolé, à roues jumelées de 130 kN (13 tonnes), composé de deux demi-essieux de 65 kN (6.5 tonnes). Le trafic cumulé équivalent TCEi est obtenu à partir de la relation suivante :

$$TCEi = TPLi \cdot \frac{(1+i)^n - 1}{i} \cdot 0.365 \cdot A \quad (II.1)$$

TCEi : trafic cumulé équivalent ;

TPLi : classe de trafic ;

i : taux d'accroissement géométrique ;

n : durée de vie considérée ;

A : coefficient d'agressivité des PL par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes.

Les valeurs de A sont mentionnées dans le tableau I.1, annexe I. Elles sont calculées conformément à la norme NF P98-082, à partir des histogrammes de charges, obtenus lors des différentes campagnes nationales de pesages des poids lourds.

#### **II.4.2 Les conditions atmosphériques :**

Les agents climatiques ont un effet prépondérant sur la chaussée, il est indispensable d'en connaître les principaux éléments avant de choisir l'une ou l'autre technique routière. Parmi ces éléments, on peut citer :

- l'état hydrique du sol support : celui-ci est pris en compte à travers sa portance. La portance du sol est quantifiée par son indice portant californien (CBR), dont la

détermination résulte de la mesure en laboratoire, de la force exercée sur une éprouvette correctement compactée (compactage à l'essai Proctor modifié) et permettant d'observer son poinçonnement, dans des conditions normalisées (forme et dimensions de l'éprouvette, section pénétrante, profondeur et vitesse de pénétration). Les conditions d'imbibition de l'éprouvette sont liées à la zone climatique considérée (les différentes zones climatiques de l'Algérie sont données par le tableau I.2, annexe I) ; la durée d'immersion est telle que la teneur en eau de l'éprouvette, soit celle à laquelle elle devrait s'équilibrer dans le sol sous chaussée. Selon les conditions hydriques considérées, on adoptera, soit une imbibition normale de 4 jours, soit une imbibition complète à l'issue de laquelle le poids de l'échantillon ne variera plus ;

- les cycles saisonniers de température : ceux-ci influent sur les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux

### II.4.3 Le sol support :

Concevoir et réaliser une chaussée nécessite la connaissance des portances à court terme (au moment des travaux) et à long terme (sous la chaussée en service) du sol support, qui dépendent de ses caractéristiques géotechniques.

Le dimensionnement de la chaussée s'effectue en fonction de la portance à long terme, qui est déterminée grâce à l'essai de poinçonnement CBR, évoqué ci-haut (voir l'essai en détails, dans le chapitre V). Pour cela, le CTTP (fascicules 1 et 2, 2001) a défini cinq classes de portance du sol ( $S_i$ ), à partir d'une étude statistique effectuée sur plus de 10 000 échantillons, à savoir :  $S_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  et  $S_4$ . Ces différentes classes de portance sont regroupées dans le tableau I.3, de l'annexe I.

Le sol support de la chaussée est assimilé à un massif semi-infini, homogène et isotrope, de type Boussinesq. Les caractéristiques mécaniques nécessaires pour la modélisation, sont le module de Young ( $E$ ) et le module de Poisson ( $\nu$ ). Il existe une corrélation entre le module de Young et l'indice CBR, elle est donnée comme suit :

$$E = 5.CBR \quad (II.2)$$

Les différentes valeurs de  $E$ , obtenues en fonction de la classe de portance du sol support, sont illustrées par le tableau II.2, ci-après :

**Tableau II.2 : Valeurs de E en fonction de la classe de portance du sol.**

Classe de portance	S <sub>3</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>0</sub>
<b>E (MPa)</b>	25 - 50	50 - 125	125 - 200	> 200

Ces valeurs sont obtenues à partir d'essais en laboratoire, réalisés sur une famille de sols prédominants en Algérie.

Il existe une relation entre la qualité du sol support et le bon comportement des chaussées. Pour cette raison, le CTTP (fascicule 2, 2001) a attribué pour chaque réseau principal les classes de portance correspondantes :

- **RP1** : S<sub>0</sub>, S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub> ;
- **RP2** : S<sub>0</sub>, S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub>.
- **Calcul des déformations admissibles sur le sol support** : la déformation verticale  $\epsilon_z$ , devra être limitée à une valeur admissible  $\epsilon_{z,ad}$ , qui est donnée par la relation empirique (II.3), déduite à partir d'une étude statistique de comportement des chaussées algériennes. Cette formule est comme suit :

$$\epsilon_{z,ad} = 22 \cdot 10^{-3} \cdot (TCEi)^{-0.235} \quad (II.3)$$

Pour chaque classe de trafic TCEi, correspond une valeur de  $\epsilon_{z,ad}$ . La vérification de  $\epsilon_z < \epsilon_{z,ad}$  est surtout appliquée, dans le cas des chaussées en matériaux non traités. C'est le critère prépondérant dans le calcul de dimensionnement.

#### **II.4.4 Les matériaux :**

Les matériaux pour chaussées devront être conformes aux exigences de qualité, ainsi en fonction du type de matériau, on pourra fixer les épaisseurs minimale et maximale de chaque couche de la chaussée.

#### **II.4.5 La durée de vie :**

Le concept de durée de vie correspond plutôt à la période pendant laquelle une chaussée doit rendre les services attendus, sans travaux exceptionnels d'entretien et au terme de laquelle, des gros travaux sont prévisibles pour adapter la voie à son utilisation actualisée.

La durée de vie est d'ailleurs déterminée en fonction, de disponibilités budgétaires, mais surtout en fonction de la difficulté qui existe à prévoir, avec quelques sérieux, l'évolution probable d'une situation. Dans un tel cas, il est parfois souhaitable de tabler sur une durée plus courte, mais jamais inférieure à 20 ans, pour adapter plus économiquement, par la suite, la chaussée à son nouveau cadre d'exploitation.

En Algérie la durée de vie correspond à un investissement initial moyen à élevé et des durées de vie allant de 15 à 25 ans, en fonction du niveau de réseau principal considéré (d'après le fascicule 2 du CTTTP, 2001). Les durées de vie fixées par niveau de réseau principal (RP1, RP2), et par matériaux types, sont synthétisées dans le tableau I.4, figurant dans l'annexe I.

### II.5 Principe de dimensionnement par la méthode CBR

La technique de la mesure de l'indice CBR est reprise en détail, au chapitre V, qui traite l'évaluation de la portance de mélanges granulaires en présence de fines.

La méthode CBR est une méthode semi-empirique, utilisant des abaques établis à la fois, en tenant compte des considérations théoriques, basées sur la formule de Boussinesq et sur de nombreuses mesures, effectuées sur des routes et sur des pistes d'essais conçues à cet effet (Ouzrourou, 1997 ; S.T.A.C, 1998 ; S.T.B.A, 1999).

#### ➤ **Bref aperçu sur le modèle de Boussinesq (1885) :**

Dans le cas où le corps de chaussée n'est pas trop différent du sol naturel, on peut considérer que la pression se répartie de la même manière que dans un sol. Ceci, conduit à considérer la structure de la chaussée comme un massif semi-infini, élastique et linéaire. Les matériaux sont considérés homogènes et isotropes. Avec l'hypothèse d'isotropie et d'élasticité linéaire, ce problème a été résolu par Boussinesq (1885).

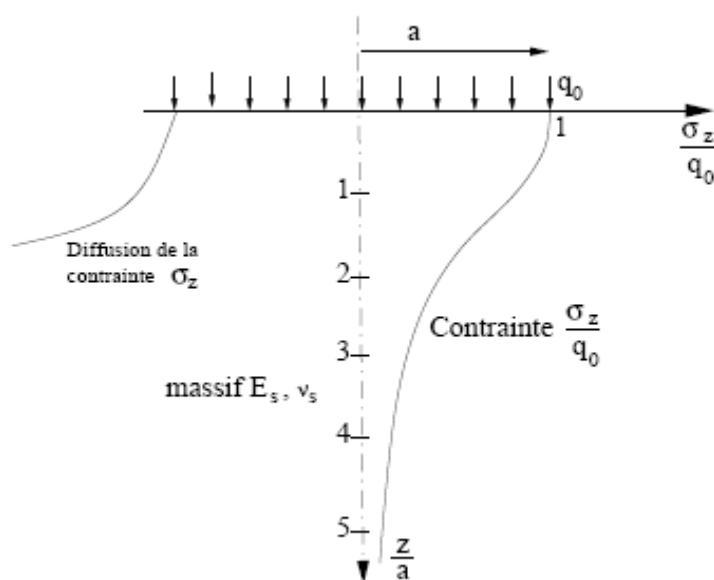
Pour une charge circulaire (correspondant à un essieu), de rayon  $a$  et de pression  $q_0$ , la contrainte  $\sigma_z$  à l'aplomb du cercle est maximum. A la profondeur  $z$ , elle a la valeur suivante :

$$\sigma_z = q_0 \left[ 1 - \frac{(z/a)^3}{1 + (z^2/a^2)^{3/2}} \right] \quad (\text{II.4})$$

Grâce aux résultats de Boussinesq, on peut trouver la profondeur du sol  $H$ , où la pression verticale a été suffisamment diffusée, pour ne pas dépasser une valeur admissible. On peut ensuite faire correspondre une épaisseur de chaussée  $H'$  à l'épaisseur  $H$  par une règle simple, tenant compte du module  $E_1$  du corps granulaire et du module  $E_s$  du sol support. Autrement dit, nous pouvons écrire :

$$H' = H \cdot f\left(\frac{E_1}{E_s}\right) \quad (\text{II.5})$$

Où  $f\left(\frac{E_1}{E_s}\right) \leq 1$  (II.6)



**Fig. II.4 :** Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq (d'après Peyronne et al., 1991).

Les abaques CBR ne tiennent compte que de l'indice de portance du sol et de la charge par roue. Un exemple de l'abaque CBR est repris par la figure II.5, ci-dessous.

Ces abaques correspondent, de manière très proche, à la formule :

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{I.CBR + 5} \quad (\text{II.7})$$



Où  $e$  : épaisseur totale de la chaussée, exprimée en cm ;

$P$  : charge par roue, exprimée en tonnes ;

$I.CBR$  : indice de portance CBR, exprimé en %.

Cette formule suppose que le sol est compacté à sa teneur en eau optimale, à 90 à 100%, du compactage Proctor modifié. D'où, l'on retiendra que les conditions de chantiers devront être aussi proches que possible, de celles de laboratoire, pour garder une bonne corrélation des épaisseurs retenues.

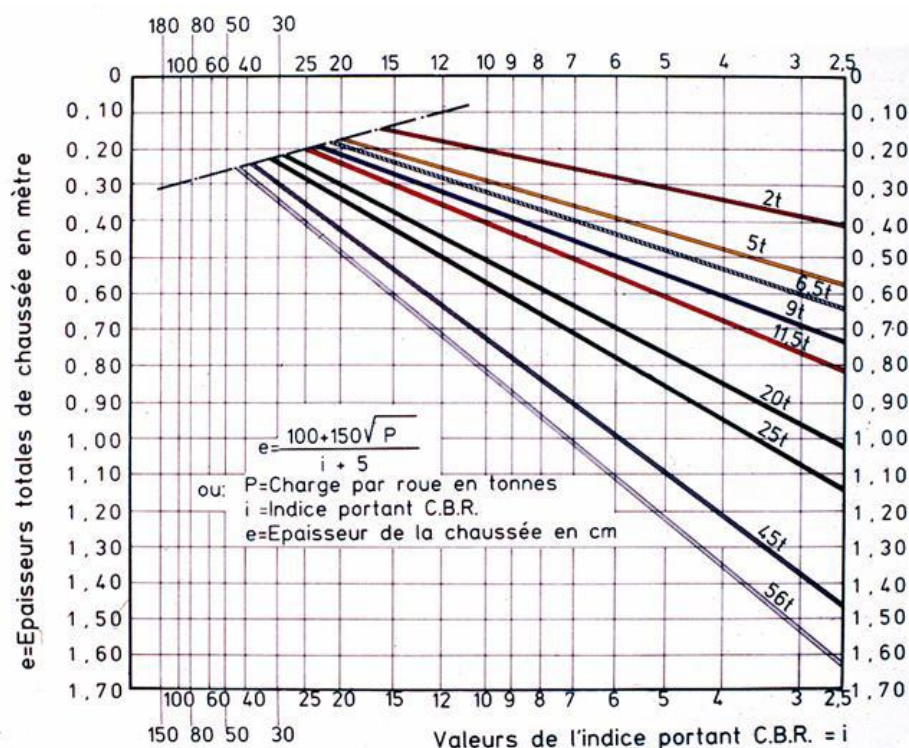


Fig. II.5 : Abaque de l'indice CBR.

On tiendra compte du volume total de la circulation ( $N$ ), qui représente la moyenne journalière de camions, de plus de 1.5 tonnes à vide. Dans ces conditions :

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left( 75 + 50 \log \frac{N}{10} \right)}{I.CBR + 5} \quad (II.8)$$

Log : logarithme décimal ;

$N$  : nombre moyen de camions de plus de 1.5 tonnes.

La valeur de  $P$  dépend naturellement des règlements de chaque pays, et il est assez difficile d'obtenir une législation commune. On adoptant une valeur  $P = 6.5$  tonnes, on semble encore être dans les limites admissibles.

➤ **Notion de l'épaisseur équivalente :**

En effet, la formule CBR fournit une épaisseur réelle pour un massif homogène, constitué par un matériau de référence. Cette épaisseur est appelée « épaisseur équivalente » de la chaussée à dimensionner. La méthode postule que l'épaisseur équivalente de la chaussée est égale à la somme des épaisseurs équivalentes des différentes couches, elles-mêmes égales aux épaisseurs réelles, pondérées par un coefficient numérique, représentatif des qualités mécaniques du matériau (S.T.A.C, 1998 ; S.T.B.A, 1999). Ce coefficient est nommé « coefficient d'équivalence ».

Les coefficients d'équivalence ont été déterminés pour chaque type de matériau, suite aux essais américains AASHO (American Association of State Highway Officials), réalisés dans les années 60, aux USA. L'expression de l'épaisseur équivalente est comme suit :

$$E_q = \sum e_i \left( \text{réelle} \right)^* a_i \quad (\text{II.9})$$

$a_i$  : coefficients dépendants des matériaux des couches ;

$e_i$  : épaisseurs des couches considérées.

Les valeurs usuelles des coefficients d'équivalence, retenues pour chaque type de matériau sont données dans le tableau I.5, annexe I.

**Remarque :**

*L'épaisseur  $e$  obtenue par la formule ou l'abaque, doit naturellement se répartir généralement entre plusieurs couches, de qualité différente. Il est normal que la couche supérieure, la plus coûteuse, soit relativement mince. Elle doit cependant, être assez forte pour pouvoir, à la fois, assurer une bonne répartition des charges et résister aux efforts tangentiels, de plus en plus importants. La meilleure disposition est celle où les couches présentent des indices CBR croissants, de la base vers la surface. Le même abaque permet de déterminer l'épaisseur optimale, de chaque couche, en gardant à l'esprit qu'elle doit avoir été compactée au minimum, à un taux égal à 95% du Proctor modifié.*

*On remarque que l'épaisseur des diverses couches ne dépend pas des couches supérieures, mais bien de la qualité des couches inférieures. Malgré son caractère presque rudimentaire, la formule proposée en fonction du CBR, permet d'estimer l'influence de la charge maximum par roue, sur l'épaisseur totale de la chaussée.*

### **Conclusion**

Précédemment, nous avons défini les paramètres de compactage et les caractéristiques des granulats routiers. Dans ce présent chapitre, nous avons présenté la constitution générale du corps de chaussée, les différentes structures existantes et les méthodes usuelles de dimensionnement.

Par ce chapitre, nous achevons cette 1<sup>ère</sup> partie, consacrée à l'étude bibliographique, nous permettant ainsi de nous orienter dans la seconde partie, consacrée à l'étude expérimentale.

**PARTIE II :**  
**ÉTUDE EXPÉRIMENTALE**

**CHAPITRE III :**  
**ÉTUDE GÉOLOGIQUE ET**  
**GÉOTECHNIQUE**

## ***CHAPITRE III :***

# ***ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE***

### **Introduction**

Les granulats utilisés en génie civil, que se soit dans le domaine des travaux publics ou le bâtiment, doivent répondre à des impératifs de qualité et des caractéristiques propres à chaque usage.

Pour la confection des chaussées, en particulier pour la couche d'assise, différents calibres de granulats sont mélangés, formant alors ce que l'on appelle une « grave ».

La grave assure une bonne cohésion d'ensemble de la chaussée, indispensable pour répondre correctement et durablement aux sollicitations du trafic routier. Les spécifications autorisant l'utilisation des matériaux granulaires, pour la réalisation des infrastructures routières, dépendent principalement de critères basés sur leurs caractéristiques physiques et mécaniques. Or, ceci met en évidence l'intérêt de certains essais permettant de caractériser le comportement de ces matériaux non liés, à partir de mélanges granulaires œuvrés, représentatif de l'état du matériau dans la chaussée. La diversité des matériaux disponibles localement, des caractéristiques générales du trafic et du climat obligent à prévoir un large éventail de possibilités lors de la construction et de l'entretien des chaussées.

De ce fait, la norme relative aux granulats routiers définit des catégories à partir des caractéristiques :

- intrinsèques, qui dépendent essentiellement de la nature de la roche ;
- et de fabrication, qui sont liées principalement à l'élaboration.

Pour cela, nous avons consacré ce chapitre, à l'identification de quelques paramètres physico – mécaniques des matériaux employés, par l'intermédiaire des essais de laboratoire, car ces derniers constituent le moyen qui convient mieux de parvenir au contrôle du comportement.

### III. 1 Problématique et objectif

Dans les travaux routiers, on cherchait souvent des qualités requises des matériaux destinés à constituer une fondation et une couche de base, telles que :

- Granulométrie convenable ;
- Résistance suffisante sous efforts élevés ;
- Taux de fines acceptables et de nature non nocive ;
- Bonne stabilité mécanique ;
- Bonne compactibilité, etc...

Malheureusement, ce n'est souvent pas le cas, car trouver un gisement répondant à toutes ces exigences est quasi – rare.

Sachant que le taux de fines et leurs propriétés jouent un rôle important dans une composition granulaire destinée à la conception d'une structure, nous voulons montrer, à travers des essais géotechniques, effectués au laboratoire, l'effet de ces particules (dont le diamètre  $< 80\mu m$ ) sur la capacité portante des couches d'assises de chaussée. En d'autres termes, nous voulons évaluer l'aptitude au compactage de ces graveleux, en présence de fines.

D'une part, l'étude portera un intérêt particulier de l'effet de la nature et de la minéralogie de l'ajout et d'autre part, de la taille des grains, leur forme, de l'énergie de compactage et de la variation de la teneur en eau.

L'étude consacrée au compactage, fera l'objet du second chapitre. Ici, on s'intéresse uniquement à l'identification des paramètres liés aux granulats.

### III. 2 Matériaux utilisés

Dans ce qui suit, nous avons choisi d'étudier, pour l'expérimentation trois classes granulaires provenant de la même carrière : 0/6, 6/10 et 10/14mm.

Les fines à incorporer, proviennent de deux natures minéralogiques différentes :

1. Fines calcaires, issues du broyage de sables de carrière ;
2. Fines argileuses, de nature polyminérales.

Avant d'entamer l'étude géotechnique, il s'avère indispensable, de donner un aperçu général sur l'origine et la structure géologique des matériaux utilisées.

### III. 3 Situation géographique et origine géologique

#### A. Matériaux granulaires

situation géographique : Les fractions granulaires, ainsi que les fines calcaires proviennent de la carrière E.N.O.F « Adrar Oufarnou ».

Ce gisement est situé à une distance de 6km au nord de la ville de Bejaia (soit 12 km à l'Ouest de la ville sur le littoral). Il est relié par un accès de 2 km à la RN24, menant à Tizi Ouzou et Alger, en passant par Azeffoun.

Ces limites naturelles sont :

- Au Nord la mer méditerranée ;
- A l'Est, à l'Ouest et au Sud des terrains accidentés rocailloux.
- Sachant qu'à l'Est se trouve la carrière SNTP, distante de 1.75 km.

L'assise utile du gisement est composée essentiellement de calcaires, des porphyrites et andésites, utilisées par la population locale pour la production des agrégats et pierres de construction.

b) Formation géologique : Le mont Adrar Oufarnou est constitué vers le sommet, par des terrains du lias inférieur, qui sont représentés par des calcaires gris, gris clairs, rosâtres, compacts, à petits et gros cristaux dolomités. Tandis qu'à sa base, il est formé par des marnes et marno – calcaires du dogger.

Ce massif calcaire est un anticlinal, d'âge jurassique, orienté Est – Ouest. Il est limité par l'accident d'Aghbalou (orienté NE – SW), qui le sépare du mont Adrar Oufarnou et qui est d'âge crétacé ; et à l'Est par une faille importante qui le sépare du Djebel Gouraya.

c) Etude morphologique : Selon des études pétrographiques, on rencontre trois variétés de calcaires :

- Calcaire organogène, micro – cristallin,
- Calcaire détritique,
- Pseudo – brèche à carbonates, cette dernière prédomine.



### B. Argile :

a) Situation géographique et administrative : Sur le plan administratif, le gisement d'argile d'Oued Remila est rattaché à la willaya de Bejaia. Il se situe sur la rive droite de l'Oued Remila à :

- 36 km au Sud – Ouest du chef lieu de willaya,
- 10 km au Nord – Est de la ville de Sidi Aich.
- 700-800 m au Nord de l'Oued Soummam (sur la rive gauche),
- 400 m au Nord Ouest de la RN26.

Le gisement est représenté par une colline d'altitude variable de 100 à 315 m ; et relié aux agglomérations par des routes goudronnées.

- b) Géomorphologie, orohydrographie, climat : La région étudiée fait partie de l'Atlas Tellien. Elle est dotée d'un climat méditerranéen, typique, offrant une alternance régulière d'une saison relativement froide et humide, avec une saison chaude et sèche.
- c) Lithostratigraphie : L'assise utile du gisement est représentée par des argiles marneuses, compactes, faiblement plastiques, de couleur jaunes, gris – jaunâtres et grises, avec de rares interlits peu épais de grès argileux.

Ces argiles sont attribuées aux dépôts marins de Miocène Burdigalien, elles sont pratiquement homogènes tant en surface qu'en profondeur.

### III. 4 Analyse des paramètres géotechniques des matériaux étudiés

Après avoir passé en revue l'identification sommaire de la nature pétrographique des matériaux utilisés, nous étudions dans cette étape les paramètres géotechniques et ceci, afin de pouvoir évaluer les possibilités d'emploi de ces matériaux en couches d'assise.

Plusieurs caractéristiques doivent être déterminées, mais nous retenons surtout, celles liées à la granularité, à la dureté et au caractère évolutif.

#### III. 4.1 Propriétés physico – chimiques

Les phénomènes physico-chimiques jouent un rôle déterminant sur le comportement mécanique des sols.

La nature et la proportion des minéraux, la masse volumique et la teneur en eau sont les paramètres fondamentaux, qui influent sur le comportement des sols (Giroud et Bottero, 1972). C'est pourquoi, qu'il est intéressant de déterminer la nature et l'évolution de ces phénomènes.

Dans ce cas, nous avons choisi pour l'identification physico-chimique, les paramètres suivants :

- Analyse granulométrique par tamisage (**NF P18-560**),
- Masses volumiques (absolues et apparentes) et porosité (**NF P18-554, P18-555**),
- Module de finesse,
- Propreté des sables (**NF P18-597**) et des gravillons (**NF P18-591**),
- Analyse sédimentométrique sur la fraction fines argileuse ( $\varnothing < 80\mu m$ ) (**NF P94-057**),
- Limites d'Atterberg ou de consistance (**NF P94-051**),
- Analyse minéralogique,
- Analyse chimique des granulats et fractions fines.

### III. 4.1.1 Analyse granulométrique

La taille des grains a en effet, une influence non négligeable sur le comportement des sols. La granulométrie s'applique notamment, pour déterminer des paramètres tels que : le diamètre maximal des grains, le coefficient d'uniformité et le pourcentage de fines (dont le diamètre est inférieur à  $80\mu m$ ).

Pour cela, des analyses granulométriques initiales, par tamisage, ont été effectuées selon la norme **NF P18-560**, sur les trois fractions granulaires de référence.

Les résultats obtenus sont représentés sous forme de courbes semi – logarithmiques cumulatives, exprimant le pourcentage en poids cumulé, en fonction des diamètres des grains (ouverture des tamis).

Les fuseaux granulométriques respectifs des fractions 0/6, 6/10 et 10/14mm sont illustrés sur la figure III.1 ci-après, tandis que le tableau II.1 contenant les valeurs des tamisats ou refus cumulés est rapporté en annexe II.

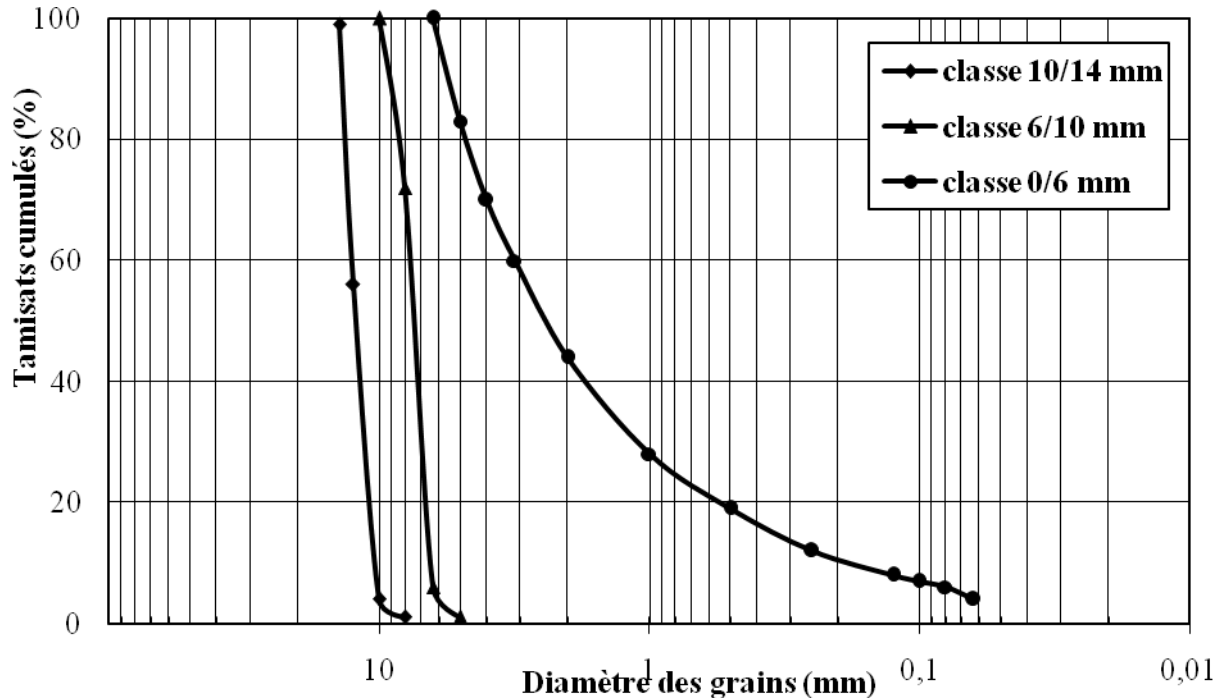


Fig. III.1 : Courbes granulométriques des trois fractions étudiées.

Afin de connaître l'étalement granulométrique des fractions étudiées et pouvoir les classer, deux paramètres sont utilisés (R.D Holtz et W.D Kovacs, 1991 ; F.Schlosser, 1997) :

Le paramètre de forme de la courbe, appelé coefficient d'uniformité ( $C_u$ ), dit de Hazen, donné par la relation :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (III.1)$$

Le paramètre de courbure, appelé coefficient de courbure ( $C_c$ ), donné par la relation :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (III.2)$$

$D_{10}$ ,  $D_{30}$  et  $D_{60}$  représentent les diamètres correspondant respectivement à 10, 30 et 60% du tamisât cumulé.

Par définition, un sol est dit à granulométrie étalée, lorsque celui-ci est constitué de particules dont les diamètres forment une gamme étendue ; et présente une courbe régulière et légèrement concave vers le haut. Contrairement, un sol peu étalé est celui qui affiche un excès ou un déficit de particules d'un diamètre donné (R.D Holtz et W.D Kovacs, 1991).

Les coefficients  $Cu$  et  $Cc$  ont été évalués par application des relations (III.1) et (III.2). Leurs valeurs sont attribuées au tableau III.1, ci après :

**Tableau III.1 : Valeurs de  $Cu$  et  $Cc$  des classes de référence.**

	Catégorie (mm)		
Coefficient	0/6	6/10	10/14
$Cu$	18,53	1,2	1,24
$Cc$	2,47	0,94	0,89
Nomenclature	Gb <sup>(1)</sup>	Gm <sup>(2)</sup>	Gm
(1) : grave propre bien graduée.			
(2) : grave propre mal graduée.			

La classification des sols grenus (F. Schlosser, 1997), est configurée dans le tableau II.2, annexe II.

**III. 4.1.2 Détermination des masses volumiques (absolues et apparentes), porosité (NF P18-554, NF P18-555) et module de finesse MF**

**Masses volumiques absolues :**

La détermination des masses volumiques est très simple et rapide, elle est effectuée au laboratoire au moyen de l'éprouvette graduée ou du pycnomètre (R. Dupain, R. Lanchon et J.C Saint Arroman, 1995).

Suite à la non disponibilité du pycnomètre, nous avons réalisé l'essai par la méthode de l'éprouvette graduée. Dans ce cas, l'expression de la masse volumique absolue ( $\rho_s$ ) est donnée par :

$$\rho_s = \frac{M}{V_2 - V_1} \quad \text{(III.3)}$$

Tel que :  $M$  : masse totale de l'échantillon sec (environ 300 g),

$V_1$  : volume d'eau dans l'éprouvette ( $V_1=600 \text{ cm}^3$ ),

$V_2$  : volume d'eau + échantillon.

### Masses volumiques apparentes :

La masse volumique apparente est définie comme étant la masse de l'unité de volume, constitué par la matière du corps et les vides qu'elle contient. Au laboratoire, on l'obtient facilement, en calculant après chaque essai la quantité suivante (NF P18-555) :

$$\rho_p = \frac{M_2 - M_1}{V_t} \quad (\text{III.4})$$

Tel que :  $M_1$  : masse du récipient vide,

$M_2$  : masse du récipient rempli de matériau sec,

$V_t$  : volume total du récipient.

### Porosité et indice des vides :

Généralement, toutes les particules des granulats que l'on utilise en génie civil, ont une capacité variable d'absorber des liquides (eau ou bitume), dans leurs pores ouverts ou superficiels.

La porosité intergranulaire a des effets sur de très nombreuses propriétés du granulat comme: sa perméabilité, sa compactabilité, sa masse volumique, sa capillarité, sa capacité de retenir un liquide,...etc.

Pour caractériser le degré de compacité d'un matériau granulaire, on utilise la notion d'indice des vides «  $e$  », mais certains auteurs préfèrent utiliser la notion de porosité «  $n$  », définie comme suit :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (\text{III.5})$$

Connaissant les valeurs des masses volumiques des granulats, on pourra déduire facilement les valeurs de  $n$ , en utilisant la relation suivante :

$$n = \frac{\rho_s - \rho_p}{\rho_s} . 100 \quad (\text{III.6})$$

On peut facilement établir une relation liant l'indice des vides  $e$  par  $n$ , qui se définit comme suit :

$$e = \frac{n}{1 - n} . 100 \quad (\text{III.7})$$

L'essai de porosité n'a pas été réalisé au laboratoire, les valeurs de  $n$  et  $e$  sont déterminées par application des relations (III.6) et (III.7).

Les essais de masses volumiques doivent être effectués au moins trois fois, les valeurs moyennes obtenues, ainsi que celles de la porosité, des indices des vides calculés et du module de finesse sont résumés dans le tableau III.2, ci-dessous :

**Tableau III.2 : Valeurs des masses volumiques, porosité et modules de finesse des granulats.**

Catégorie	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_p$ (g/cm <sup>3</sup> )	$n$ (%)	$e$ (%)	$MF^{(3)}$ (%)
0/3	2.69	-	-	-	2.27
0/6	2.63	1.62	38.4	62.3	-
6/10	2.66	1.42	46.6	87	-
10/14	2.65	1.41	47	88	-

(3) : module de finesse réalisé sur la fraction 0/3mm (Kherbache, 2006), au niveau du LTPE

**Remarque :**

*Le module de finesse s'emploie dans des études très variées, car il permet de caractériser la finesse d'un granulat, surtout dans le cas des sables à béton. Dans notre cas, nous avons pris pour le calcul du module de finesse la catégorie 0/3mm, au lieu de la classe 0/6, car cette dernière (0/6) est obtenue par la combinaison du sable 0/3 et du gravier 3/8mm, tout en éliminant par tamisage, les grains supérieurs à 6.3mm de la fraction 3/8mm.*

**III. 4.1.3 Détermination de la propreté des sables (NF P18-597) et des gravillons (NF P18-591)**

La connaissance du pourcentage d'éléments passant à 80 $\mu$ m, ne suffit pas pour caractériser un matériau pour couche de base ou de fondation. Il faut encore, savoir si ces particules fines sont inertes, c'est-à-dire sont un simple filler minéral provenant du broyage de la roche par concassage ou érosion ; ou s'il s'agit de particules actives (argileuses), qui vont se gonfler, une fois mises en présence d'eau (G. Jeuffroy, 1985).

D'autre part, avant d'édicter des critères sur ce point, il faut également savoir si ce risque de contact avec l'eau existe réellement, ou si l'on peut considérer comme négligeable.

Deux essais de laboratoire permettent de caractériser la plasticité des fines d'un granulats pour chaussées :

- Mesure des limites de consistance (mesure non prise en compte dans le cas de notre sable),
- Mesure de l'équivalent de sable (ES) (NF P18-597).

Les gravillons quant à eux, contiennent aussi une certaine teneur en fines, pour savoir si ces dernières sont dans des limites tolérables, des essais ont été effectués permettant d'apprécier leur propreté (propreté superficielle, NF P18-591). La propreté superficielle des gravillons n'a pas été réalisée, mais nous avons juste exploité des résultats récents, obtenus sur les mêmes granulats (Kherbache, 2006).

#### Essai équivalent de sable à 10% de fines :

L'essai a été réalisé conformément à la norme NF P18-597 (AFNOR, 1990), sur la fraction 0/2mm.

Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau III.3, qui donne la valeur moyenne de l'ES et de la propreté superficielle des gravillons en %.

**Tableau III.3 : Propreté des sables et gravillons.**

Catégorie	0/2	3/8	8/15	15/25
ES (%)	71	-	-	-
P <sup>(4)</sup> (%)	-	2.5	2.3	0.32

(4) : propreté des gravillons (Kherbache, 2006)

#### Remarque :

*Les classes 3/8, 8/15 et 15/25 ont été retenues dans notre étude, car elles ont servi à la constitution des classes 6/10, 10/14 et 10/20 respectivement ; en éliminant par tamisage les grains inférieurs à 6mm et supérieurs à 14 et 20mm.*

*La fraction 10/20mm n'est pas destinée au compactage, mais sera étudiée pour la détermination de certaines propriétés mécaniques, qui fera l'objet des paragraphes suivants.*

### III. 4.1.4 Analyse sédimentométrique (NF P94-057)

La granulométrie présente un intérêt majeur pour les sols argileux, car elle permet de déterminer le pourcentage de particules de diamètre  $< 2\mu m$ , ce qui caractérise et différencie les éléments argileux des autres composants du sol.

Ce pourcentage (éléments  $< 2\mu m$ ) influe d'une manière directe, sur le développement des phénomènes physico-chimiques. C'est ainsi que plusieurs auteurs (Mitchell, 1976 ; El Sohby, 1981 ; Chen, 1988) ont relié ce pourcentage aux différents comportements du sol : gonflement, compressibilité et résistance au cisaillement. A noter que les argiles étudiées, sont essentiellement constituées de particules poussiéreuses (0.05 à 0.005mm), dont la moyenne pour le gisement s'élève à 71.79%.

Les moyennes des teneurs en fractions argileuses ( $< 0.005mm$ ) et sableuses ( $> 0.05mm$ ), sont respectivement mentionnées par le tableau III.4 (R. Mouradov, 1983).

**Tableau III.4 :** *Composition granulométrique des argiles du gisement Oued Remila (U.R.E.G, 1983).*

	<b>Fraction argileuse</b>	<b>Fraction sableuse</b>
<b>0.05-0.005mm</b>	$< 0.005mm$	$> 0.05mm$
<b>71.79%</b>	15.54%	12.49%

L'analyse sédimentométrique de l'argile a été réalisée selon la norme **NF P94-057**, sur la fraction 80 $\mu m$ . l'essai est effectué par le laboratoire LTPE (Direction Sétif).

Les résultats de l'analyse sont traduits sous forme d'une courbe semi – logarithmique, illustrée par la figure III.2, ci après.

Le tableau contenant ces résultats est reporté en annexe II (voir tableau II.3).



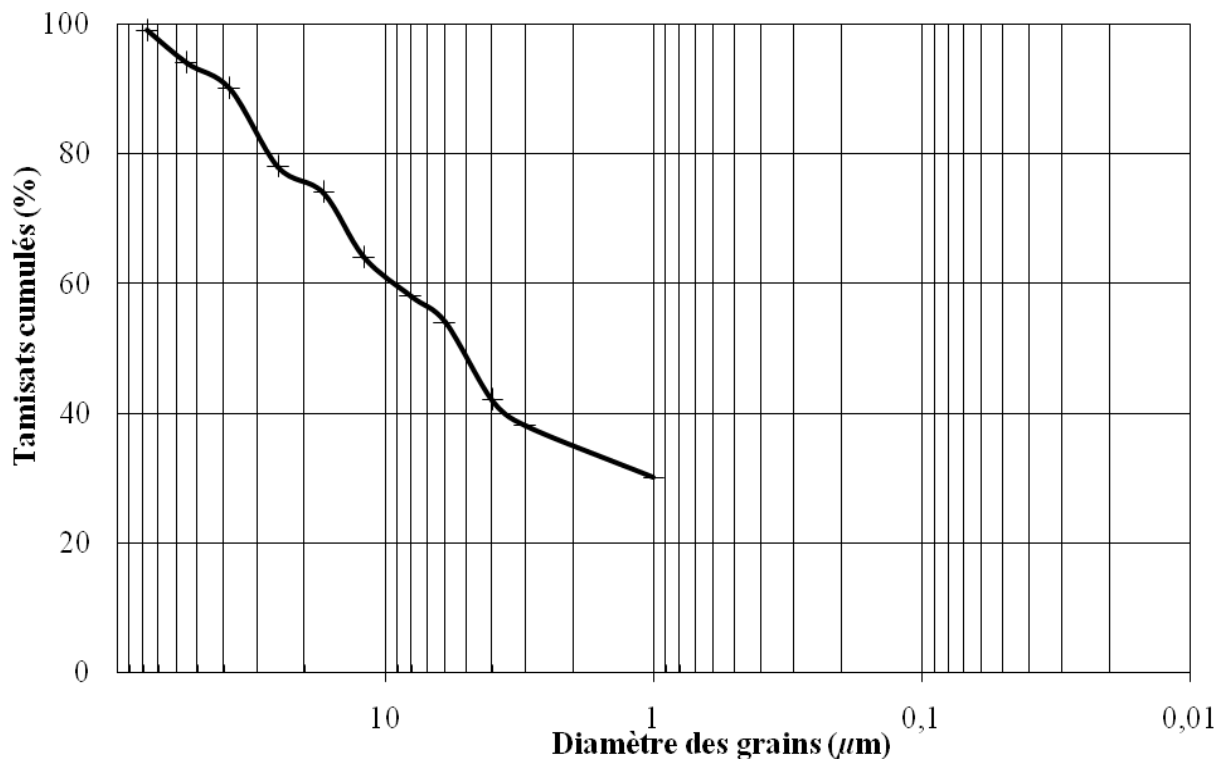


Fig. III.2 : Courbe sédimentométrique de la fraction argileuse.

### III. 4.1.5 Détermination des limites d'Atterberg (NF P94-051)

La présence des couches d'eau adsorbées autour des particules d'argiles, confère au matériau la faculté de former des pâtes, dans lesquelles chaque grain est relié aux autres par des forces de cohésion. Il en résulte le phénomène de consistance, qui peut être modifié en fonction de la teneur en eau du sol (J. Costet et G. Sanglerat, 1983).

En effet, trois états du sol argileux sont à distinguer, en fonction de sa teneur en eau qui se décroît depuis une valeur élevée : état liquide, plastique et solide. La transition d'un état à l'autre est progressive.

En pratique, les teneurs en eau limites (limites de liquidité et de plasticité) sont fixées conventionnellement entre les différents états, en les mesurant en laboratoire, par l'intermédiaire d'essais normalisés (NF P94-051).

Par définition, la limite de plasticité ( $w_p$ ) correspond à la teneur en eau suffisante, pour permettre une liberté de déplacement relatif des particules, mais trop faible pour les éloigner, de façon à réduire considérablement les forces de liaisons entre elles. Elle est déterminée par la méthode du rouleau. Par contre, la limite de liquidité ( $w_L$ ), peut être considérée comme la mesure de la quantité d'eau qui éloigne suffisamment les particules, les unes des autres, de

façon à annuler pratiquement les forces interparticulaires. Elle est déterminée au laboratoire au moyen de la coupelle de Casagrande.

A partir de ces définitions, nous introduisons un autre paramètre appelé « indice de plasticité » ( $I_p$ ). Celui-ci représente la plage des teneurs en eau pour laquelle, les limites de liquidité et de plasticité constituent les bornes supérieure et inférieure du comportement plastique du matériau.

L'indice de plasticité est défini donc, par la relation :

$$I_p = w_L - w_p \quad \text{(III.8)}$$

Les limites d'Atterberg (A. Atterberg, 1911), ont été réalisées conformément à la norme **NF P94-051**, sur la fraction  $400\mu m$ .

**Mesure de l'activité de Skempton ( $A_c$ ) :**

Les argiles renferment des particules ultra-fines, appelées colloïdes. Celles-ci, offrent au comportement du sol une activité particulière, appelée « activité colloïdale » ou « activité de Skempton » (1953).

Pour décrire précisément la fraction argileuse, Skempton (Mitchell, 1993), a proposé de corriger l'indice de plasticité, en le rapportant à la proportion d'argile  $C_{2\mu m}$ , ce qui donne le coefficient d'activité  $A_c$ , définie par :

$$A_c = \frac{I_p}{C_{2\mu m}} \quad \text{(III.9)}$$

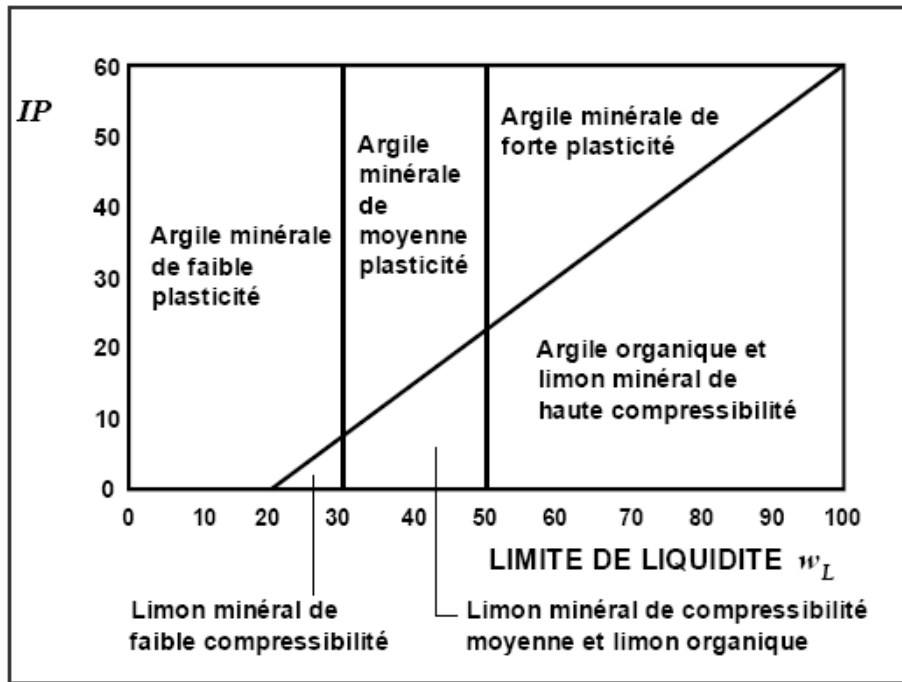
Par analyse de la courbe sédimentométrique (fig. III.2), nous avons établi le pourcentage d'éléments inférieurs à  $2\mu m$  ( $C_{2\mu m}$ ) ; puis calculé le coefficient  $A_c$ .

Le tableau III.5 ci après, montre les différents résultats obtenus pour la mesure des limites de consistance, et de l'activité  $A_c$ .

**Tableau III.5 : Limites de consistance et activité.**

$w_L$ (%)	$w_p$ (%)	$I_p$ (%)	<b>Classification de Casagrande</b>	$C_{2\mu m}$ (%)	$A_c$
39.5	19.68	19.82	Ap	35	0.57

La classification de Casagrande est illustrée ci-dessous, par la figure III.6 (voir § III.5.1.2).



**Fig. III.6:** *Abaque de plasticité de Casagrande, pour différents types de sols. (D'après Casagrande, 1948, et Howard, 1977).*

### III. 4.2 Propriétés minéralogiques

L'identification minéralogique d'une argile est indispensable pour la compréhension de ses mécanismes physico-chimiques.

En effet, les minéraux argileux sont des particules de taille micrométrique, dotée d'une surface spécifique beaucoup plus élevée que la plupart des autres particules constitutives du sol. Ils sont assimilés à des colloïdes, ce qui signifie qu'ils sont capables de fixer facilement de grandes quantités de phase liquide continue (Caillère et al., 1982).

L'étude de la minéralogie des argiles est un vaste domaine, mais on se limitera en général, aux informations nécessaires à la compréhension ultérieure des phénomènes mis en jeu, dans la sensibilité des mélanges granulaires, aux variations d'états hydriques, lors du compactage.

Il existe plusieurs procédés d'identification de la nature minéralogique des argiles, à savoir : diffractions aux rayons X, analyse thermique, spectrophotométrie infrarouge...etc.

Selon des études réalisées par l'U.R.E.G (R. Mouradov, 1983), les résultats de l'analyse thermique et par rayons X, indiquent que les argiles étudiées possèdent une composition polyminérale.

Les données de l'analyse thermique sont mentionnées dans le tableau III.6, ci-dessous :

**Tableau III.6 : Composition minéralogique des argiles étudiées.**

Minéral	Quartz	Kaolinites	Feldspath	Calcite et dolomie	Minéraux micacés	Chlorite
Teneur (%)	20-30	15-24	2-10	24-28	3-8	14-20

### III. 4.3 Propriétés chimiques

Tout comme pour la minéralogie, la composition chimique constitue l'un des facteurs dont dépendent directement les propriétés des sols et granulats.

#### III. 4.3.1 Granulats

L'analyse chimique des granulats étudiés, a été effectuée par l'O.R.G.M (Boumerdès, 2005), les résultats obtenus figurent dans le tableau III.7.

Une étude similaire a été effectuée par le laboratoire LTPE de Sétif (S. Kherbache, 2006), mais uniquement sur le sable 0/3mm. Les résultats sont donnés par le tableau III.8.

**Tableau III.7 : Résultats d'analyses chimiques des granulats (O.R.G.M).**

Désignation des échantillons	Teneur en (%)										
	SiO <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>	MnO	CaO	MgO	PAF
0/3	1.55	<0.05	0.27	0.28	<0.05	<0.05	<0.05	0.06	54.06	0.62	43.01
3/8	0.75	<0.05	0.09	<0.05	<0.05	<0.05	<0.05	0.05	55.62	0.64	43.60
8/15	0.57	<0.05	0.09	0.05	<0.05	<0.05	<0.05	0.04	55.84	0.66	43.70
15/25	2.34	<0.05	0.25	0.25	<0.05	<0.05	<0.05	0.05	53.54	0.64	42.34

**SiO<sub>2</sub>** : oxyde de Silicium      **P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>** : anhydride phosphorique      **Na<sub>2</sub>O** : oxyde de sodium

**Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>** : oxyde de fer      **Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>** : alumine      **K<sub>2</sub>O** : oxyde de potassium

**TiO<sub>2</sub>** : oxyde de titane      **MnO** : oxyde de manganèse      **CaO** : oxyde de calcium (chaux)

**PAF** : Perte Au Feu      **MgO** : oxyde de magnésium      **SO<sub>3</sub>** : anhydride sulfurique

**Tableau III.8 : Analyse chimique des sables (LTPE, Sétif).**

Echantillon	Insoluble (%)	Carbonates CaCO <sub>3</sub> (%)	Chlorures NaCl (%)	Gypse CaSO <sub>4</sub> ·2H <sub>2</sub> O (%)	Teneur en anions de sulfates SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/Kg)
0/3	2.95	96.18	0.0585	Néant	Néant

### III. 4.3.2 Argile

La composition chimique de l'assise utile argileuse, analysée par l'U.R.E.G (R. Mouradov, 1983), est mentionnée dans le tableau III.9, ci-dessous :

**Tableau III.9 : Résultats des analyses chimiques de la fraction argileuse (U.R.E.G, 1983).**

Constituants	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub> total	SO <sub>3</sub> gypse	Cl <sup>-</sup>	PAF
<b>Limites des variations (%)</b>	44.19-52.65	9.49-13.67	4.67-5.70	13-17.27	1.41-2.45	1.15-1.93	0.80-1.11	0.01-1.63	0.01-0.42	0.01-0.08	13.61-16.82
<b>Moyenne (%)</b>	46.67	11.85	5.15	14.70	1.89	1.57	0.89	0.52	0.06	0.017	15.70

### III. 4.4 Propriétés mécaniques

Dans cette phase de l'étude, on s'intéresse essentiellement à prévoir le comportement mécanique des fractions granulaires étudiées, afin de juger de leur utilisation en couches d'assise de chaussée.

A cet effet, les paramètres mécaniques à considérer sont :

- L'aptitude du matériau à se fragmenter, sous diverses sollicitations et sa susceptibilité de produire des éléments fins, conférant au matériau une sensibilité à l'eau ;
- La potentialité du matériau à évoluer, sous l'effet de l'eau et des charges mécaniques.

Afin d'évaluer préalablement les aspects cités ci haut, nous avons mis en évidence, l'intérêt de certains essais :

- Essais de résistance à l'usure et aux chocs : Micro Deval en présence d'eau « *MDE* » (NF P18-572) et Los Angeles « *LA* » (NF P18-573),
- Essai de fragmentabilité « *FR* » (NF P94-066),
- Essais de dégradabilité « *DG* » (NF P94-067) et d'altérabilité.

### III. 4.4.1 Détermination de la résistance à l'usure et aux chocs (NF P18-572, NF P18-573)

Comme nous l'avons déjà évoqué ci-haut, il est indispensable que les matériaux mis en œuvre, ne se fragmentent pas sous l'effet des charges mécaniques dues au compactage et au trafic routier. Mais certains granulats (calcaires tendres, grès...etc), ne supportent pas les efforts répétés et s'usent par fragmentation et attrition, c'est-à-dire par frottement de grain à grain. Par conséquent, cette usure diminue la rigidité et la résistance au poinçonnement de la couche de chaussée (G. Jeuffroy, 1985).

Les essais de laboratoire, traduisant la résistance à l'usure et aux chocs sont respectivement :

*MDE* : Micro Deval en présence d'eau (NF P18-572),

*LA* : Los Angeles (NF P18-573).

#### Essai micro Deval en présence d'eau :

L'essai est réalisé selon la norme NF P18-572, sur la fraction de référence 10/14mm (EN, 2004). La prise d'essai est  $M=500g$ . La résistance à l'usure s'exprime par le coefficient :

$$MDE = \frac{m}{M} \cdot 100 \quad \text{(III.10)}$$

$m$  : masse sèche d'éléments passants au tamis 1.6mm,

$M$  : masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'essai ( $M=500g$ ).

#### Essai Los Angeles :

Idem, l'essai est réalisé conformément à la norme NF P18-573, sur la fraction de référence 10/14 (Norme EN, 2004). La prise d'essai est  $M=5Kg$ .

La résistance aux chocs s'exprime par le coefficient :

$$LA = \frac{m}{M} \cdot 100 \quad \text{(III.11)}$$

Les résultats des essais *LA* et *MDE* sont mentionnés dans le tableau III.10, ci dessous.

**Tableau III.10 :** *Caractéristiques des granulats aux chocs et à l'usure.*

Catégorie	<i>LA</i> (%)	<i>MDE</i> (%)
10/14	31	19

### III. 4.4.2 Détermination du caractère évolutif des granulats

Certains matériaux, suite à leur nature minéralogique, ou physico-chimique, ont un comportement se traduisant par une évolution continue de leurs caractéristiques géotechniques (granularité, argilosité, plasticité ...), par rapport à celles observées immédiatement après leur extraction.

Cette évolution est imputable à l'action combinée des agents climatiques ou hydrogéologiques (gel, cycles imbibition – séchage) et des contraintes mécaniques subies.

Dans le laboratoire, le caractère évolutif d'un granulat est généralement apprécié par les essais de fragmentabilité, de dégradabilité et d'altérabilité, que nous verrons ci après.

#### **Essai de fragmentabilité FR (NF P94-066) :**

Cet essai permet de mesurer et d'évaluer la sensibilité d'un matériau rocheux, à se fragmenter sous l'effet des sollicitations des engins de terrassement. L'essai est effectué selon la norme **NF P94-066** sur une prise d'1Kg de matériaux, de la fraction 10/20 mm (SETRA, 1992).

Le coefficient de fragmentabilité « *FR* » s'exprime par le rapport des  $D_{10}$ , d'un échantillon de granularité initiale donnée, mesurés avant et après lui avoir fait subir un pilonnage conventionnel de 100 coups, avec la dame Proctor modifié.

$$FR = \frac{D_{10}^{\text{C}}}{D_{10}^{\text{f}}} \quad \text{(III.12)}$$

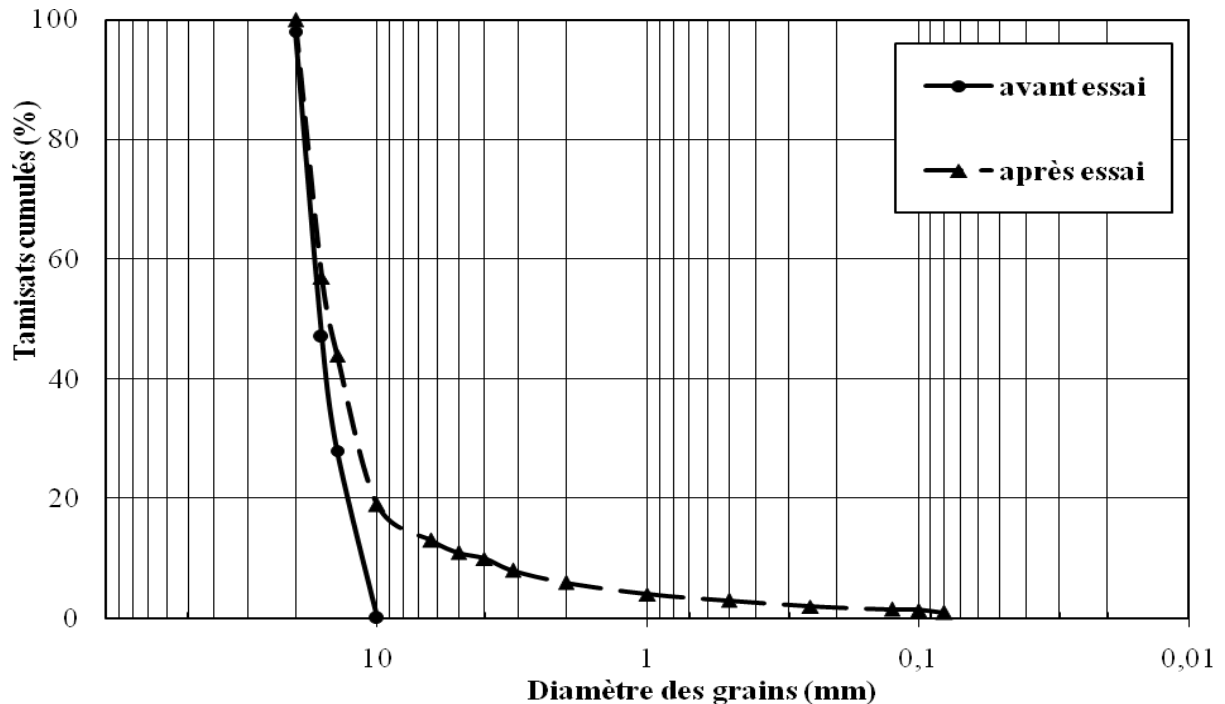
$D_{10} (i)$  : diamètre correspondant à 10% en poids du matériau initial (avant essai),

$D_{10} (f)$  : diamètre correspondant à 10% en poids du matériau (après essai).

$D_{10}$  est obtenu en effectuant une analyse granulométrique avant et après essai.

Les fuseaux granulométriques de la classe 10/20 mm, obtenus avant et après essai de fragmentabilité sont illustrés par la figure : fig. III.3 (voir aussi tableau II.4, annexe II).

Le tableau III.11, ci-dessous donne les résultats des  $D_{10}$  obtenus pour l'essai de fragmentabilité.



**Fig. III.3:** *Etalement granulométrique de la fraction granulaire 10/20mm, obtenu avant et après essai de fragmentabilité.*

#### **Essai de dégradabilité DG (NF P94-067) :**

Le coefficient de dégradabilité est un paramètre représentatif du comportement évolutif de certains matériaux rocheux. Sa détermination est en particulier nécessaire pour préciser le classement des roches argileuses (marnes, argilites, schistes sédimentaires,...), (SETRA, 1992).

Le caractère évolutif, conduit dans le cas des matériaux rocheux, considérés comme dégradables, à une réduction plus ou moins importante et ininterrompue des caractéristiques mécaniques et géométriques des ouvrages, dans lesquels ils sont utilisés.

L'essai réalisé, consiste à déterminer la réduction du  $D_{10}$  d'un échantillon de granularité  $d/D$ , soumis à quatre cycles d'immersion – séchage conventionnels.



Le coefficient  $DG$  s'exprime par le rapport suivant :

$$DG = \frac{D_{10} - \text{du - matériau - avant - le - 1}^{er} - \text{cycle - imbibition - séchage}}{D_{10} - \text{du - matériau - après - le - 4}^{ème} - \text{cycle - imbibition - séchage}} \quad (\text{III.13})$$

Selon la norme **NF P94-067**, la fraction  $d/D$  retenue pour l'essai est 10/20 mm, la prise d'essai est de 2 Kg.

$D_{10}$  : dimension des grains en dessous de laquelle se situe 10% de la masse d'un matériau granulaire.

1 cycle = 24H

Durée d'imbibition = 8H

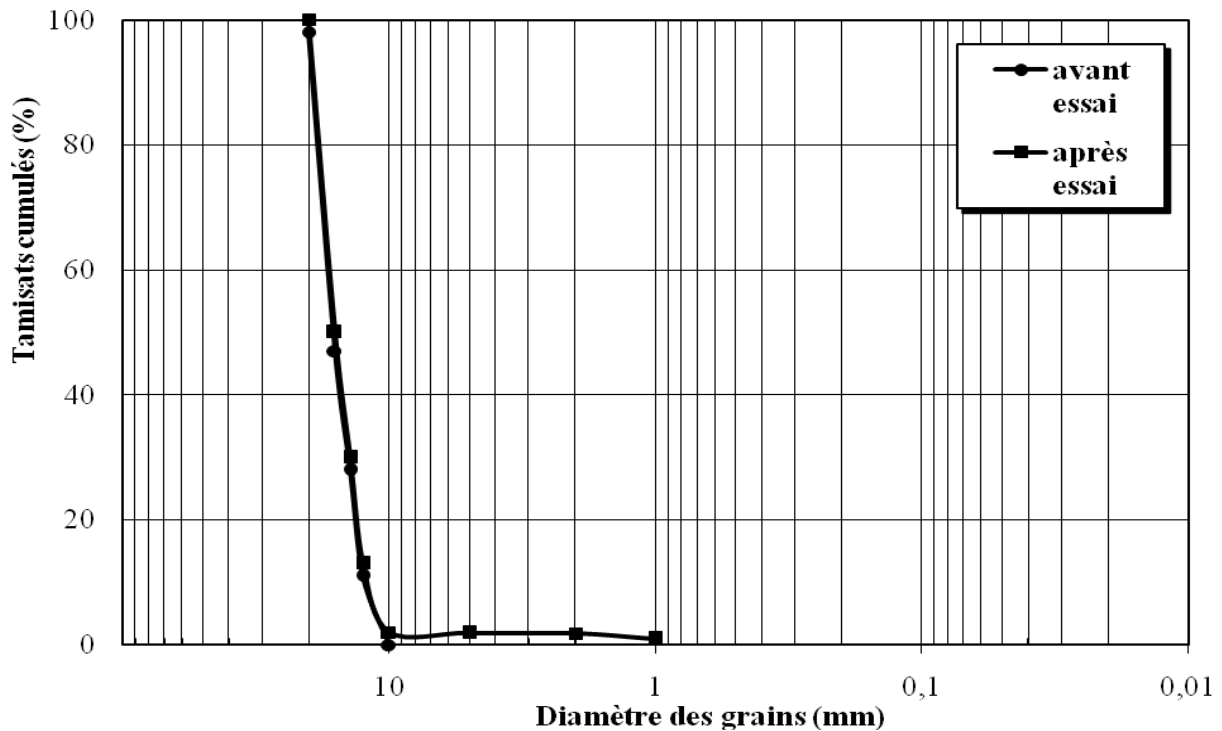
Durée de séchage = 16H

Les courbes granulométriques obtenues avant essai et après le 4<sup>ème</sup> cycle d'immersion – séchage sont représentées par la figure III.4 (en annexe II, on y trouvera les pourcentages des tamisât cumulés dans le tableau II.5).

Le tableau III.11, ci-dessous regroupe tous les paramètres liés : à la fragmentabilité et à la dégradabilité.

**Tableau III.11** : *Caractéristiques des granulats à la fragmentation et à la dégradabilité.*

	$D_{10}$ (i) (mm)	$D_{10}$ (f) (mm)	$FR$	$DG$
<b>Fragmentabilité</b>	12.25	4	3	-
<b>Dégradabilité</b>	12.25	11	-	1



**Fig. III.4:** *Etalement granulométrique de la fraction granulaire 10/20mm, obtenu avant et après essai de dégradabilité.*

L'observation et l'interprétation de ces résultats seront détaillées à la fin de ce chapitre (§ III.5).

#### **Essai d'altérabilité :**

Certains matériaux, fonction de leur nature minéralogique, évoluent sous l'effet de l'eau et de la température ; cette évolution est accélérée par les effets mécaniques de la circulation. En effet, certains matériaux présentent en gisement des qualités satisfaisantes, mais une fois mis en œuvre, ils perdent toutes leurs qualités ; d'autres au contraire, présentent une stabilité accrue et sont le siège d'une véritable cimentation. Il importe donc, de séparer les matériaux dits « francs » (qui ne réservent aucune surprise), de ceux qui risquent d'évoluer (G. Jeuffroy, 1985).

L'eau est considérée comme premier agent responsable de l'altération des roches, elle peut intervenir de différentes manières, à savoir : la dissolution, le gonflement, réaction chimique, l'érosion et entraînement de fines (très rarement) ...etc.

La dissolution intervient souvent, dans le cas des matériaux gypseux (tufs gypseux), dans ce cas le phénomène est très lent et ne peut avoir de conséquences graves, sauf si le contact entre le matériau et une nappe est prolongé.

Par contre, le gonflement et la perte de cohésion interviennent dans le cas des schistes et marnes argileuses. Les matériaux schisteux sont considérés comme très dangereux, parce qu'ils semblent saints et durs à leur état naturel, mais une fois fragmentés et mis en présence d'eau, ils retournent à leurs origines de dépôts argileux.

Cependant, il y a lieu d'être méfiant quant à l'utilisation de ces matériaux ; et ceci en procédant à des cycles d'immersion – séchage, qui peuvent durer plusieurs semaines.

Dans ce cadre et afin de juger de l'altérabilité des granulats étudiés, nous avons fait subir aux matériaux plusieurs cycles d'immersion – séchage.

En effet, l'essai consiste à immerger une masse sèche de 1 Kg de la fraction 10/20 mm pendant 7 heures, puis la faire sécher –après siphonage de l'eau- pendant 16 heures.

L'ensemble des opérations constitue un cycle.

L'intérêt de cet essai, étant de déterminer après chaque cycle le pourcentage de tamisât à 5 mm, exprimé par la relation suivante :

$$\frac{P - P_n}{P} \cdot 100 \quad \text{(III.14)}$$

Tels que :  $P$  : poids sec initial du matériau,

$P_n$  : poids sec du refus au  $n^{\text{ème}}$  cycle.

**Remarque :**

- Le nombre de cycles successifs est 5.
- Avant d'entamer le cycle suivant, on procède à l'élimination des particules de diamètre inférieur à 2 mm.

Le tableau III.12, ci-dessous, montre les différents pourcentages obtenus du 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> cycle.

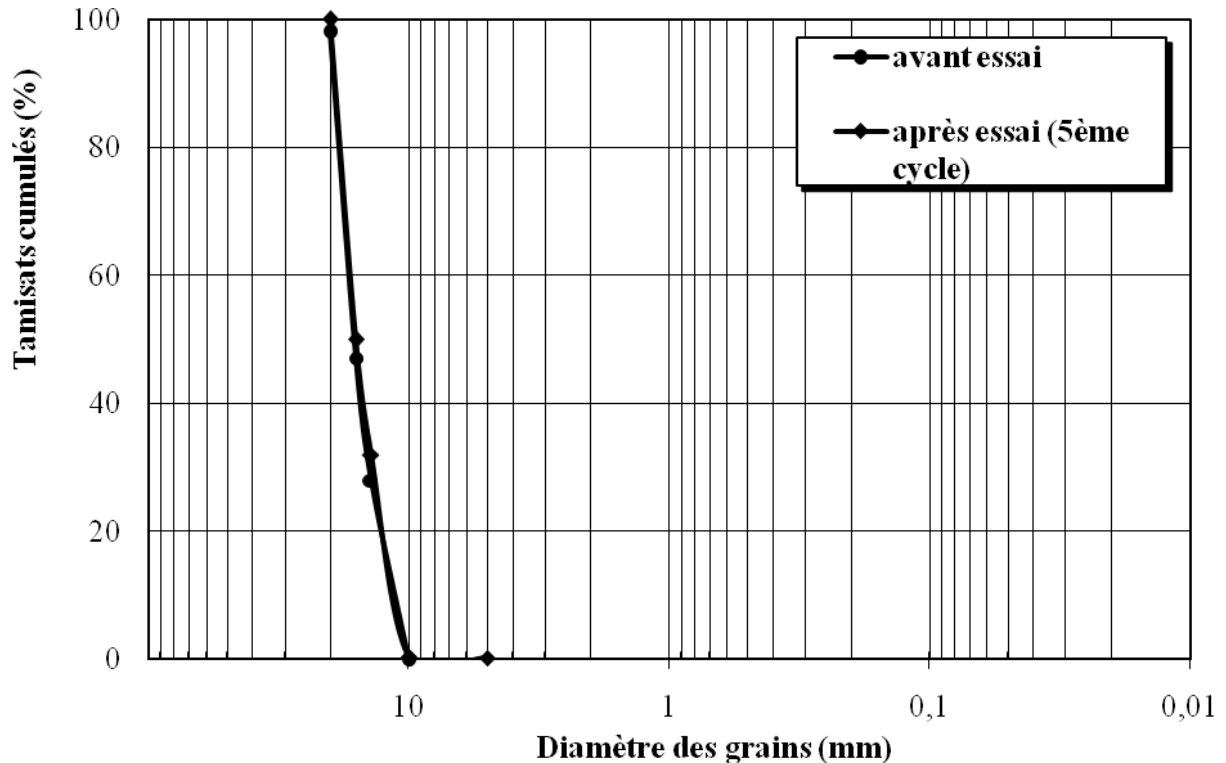
**Tableau III.12 : Résultats des tamisâts cumulés obtenus après chaque cycle d'imbibition-séchage.**

Cycle $n$	1	2	3	4	5
$P_n$ (Kg)	1	1	0.998	0.998	0.998
$T_c$ à 5 mm (%)	0	0	0.2	0.2	0.2

$T_c$  : tamisât cumulé à 5 mm.

Afin de comparaître l'évolution de la taille des grains de l'échantillon soumis à l'essai, nous avons procédé à l'analyse granulométrique de celui-ci, avant essai puis après le 5<sup>ème</sup> cycle d'imbibition – séchage. Ceci, permet en outre d'apprécier le degré d'altération de ces granulats.

La figure III.5 ci-après, montre l'allure des courbes granulométriques, obtenues avant et après essai (les valeurs des tamisats cumulés sont reportées en annexe II, tableau II.6).



**Fig. III.5 :** *Etalement granulométrique de la fraction granulaire 10/20mm, obtenu avant et après essai d'altérabilité.*

L'observation de ces courbes, permet de retenir deux critères d'appréciation de l'altérabilité :

- Le tamisât à 5 mm, après chaque cycle (du 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> cycle), ce critère est d'ordre quantitatif (voir tableau III.12),
- La vitesse d'évolution de l'altérabilité entre deux cycles successifs, ce critère est d'ordre qualitatif (voir tableau III.13).

La vitesse d'altération est exprimée par le rapport suivant :

$$Ci = \frac{P_{n+1} - P_n}{P_{n+1}} \cdot 100 \quad (\text{III.15})$$

$P_{n+1}, P_n$  : tamisâts à 5 mm, aux cycles  $(n+1)$  et  $n$ , respectivement.

**Tableau III.13 : Cinétique d'évolution du matériau entre deux cycles successifs.**

Cycle $[(n+1) - n]$	2 - 1	3 - 2	4 - 3	5 - 4
$Ci$ (%)	0	1	0	0

### III. 5 Discussion et interprétation

#### III .5.1 Paramètres physico-chimiques

##### III. 5.1.1 Caractérisation des granulats

###### ❖ *Granulométrie*

En termes de granulométrie, trois facteurs interviennent dans l'interprétation : le pourcentage de fines, le calibre des gros grains et la forme des courbes granulométriques.

A cet égard, nous introduisons les deux coefficients  $Cu$  et  $Cc$ , qui permettent la description de la répartition granulométrique.

Après examen des courbes granulométriques de la Fig. III.1, nous avons comparé les valeurs de leurs coefficients  $Cu$  et  $Cc$ , par rapport à celles indiquées par la classification des sols grenus (F. Schlosser, 1997) et nous sommes aboutis aux conclusions suivantes :

1. la fraction 0/6 mm est à granulométrie étalée et bien graduée :  $Cc < 3$  et  $Cu > 4$  (voire  $> 15$ ). Seulement, on observe un faible taux d'éléments  $< 80\mu m$  (6 % en moyenne), alors on propose d'enrichir cette grave en fines, pour faire augmenter la valeur du module de finesse.
2. les fractions 6/10 et 10/14 mm présentent des courbes uniformes et discontinues ( $Cu < 4$  et  $Cc < 1$ ).

Nous pouvons aussi utiliser de la même manière, une autre classification (voir tableau III.14), donnant l'échelle granulométrique en fonction de  $Cu$  uniquement (A. Berga, 2003). Identiquement, les mêmes constatations sont à distinguer.

**Tableau III.14 :** Echelle de granulométrie en fonction de *Cu*.

<i>Cu</i>	Granulométrie
1	A une seule grosseur
1 – 2	Très uniforme
2 – 5	Uniforme
5 – 20	Peu uniforme
> 20	Très étalée

En conclusion, nous admettons que la forme des courbes granulométriques conditionne bien l'aptitude au compactage, l'absence de ségrégation et la compacité des matériaux compactés.

A vrai dire, le matériau est d'autant plus compact, si les points de contact entre grains sont nombreux, car le risque de ségrégation, dû au déplacement des grains est faible. Nous verrons plus loin, que les mélanges granulaires ayant une distribution granulométrique continue, sont les plus performants (nous y reviendrons sur ce point en détail au chapitre IV).

#### ❖ *Propreté*

La propreté des granulats est un paramètre indicateur de leur conformité à une certaine utilisation. Elle est caractérisée généralement par la mesure de :

- l'équivalent de sable *ES* ;
- l'indice de plasticité *Ip*, pour les matériaux argileux ;
- la valeur au bleu de méthylène *VBS*.

La valeur de l'*ES* obtenue est élevée (71 %), ce qui signifie que le sable utilisé est propre, et à faible pourcentage de fines argileuses ( $70 \leq ES \leq 80$ ). Les éléments fins du sable sont donc issus, de la même nature que la roche mère de celui-ci (fines provenant lors du broyage du sable). Ces particules fines sont dites « inertes », car elles ne présentent pas d'effets néfastes sur les qualités des mélanges, destinés pour les fondations routières.

Certes, la valeur de l'*ES* ne nous renseigne pas sur la nature et la nocivité des fines contenues dans le sable, c'est-à-dire qu'il répond uniquement à l'aspect quantitatif et non pas à l'aspect qualitatif, cette propriété est généralement appréciée par l'essai *VBS*. Toutefois, la valeur de l'*ES* peut donner une idée générale sur le degré de pollution ou de propreté des matériaux.

L'essai *VBS* n'a pas été effectué, puisque la valeur élevée de l'*ES* nous laisse admettre que la nature minéralogique des fines, est d'origine calcaire.

Cette valeur de l'*ES* obtenue, satisfait les spécifications recommandées par le CTTP (Contrôle Techniques des Travaux Publics), qui exige les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} ES \geq 40 \\ VBS \leq 2. \end{cases} \quad (\text{D'après le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves, fascicule 3,} \\ \text{2001.})$$

Il en est de même pour la propreté superficielle des graviers, qui accusent des valeurs dans des limites tolérables ( $P < 3 \%$ ).

### ❖ *Composition chimique*

Les résultats des analyses chimiques des granulats testés, indiquent des teneurs élevées en carbonates et en chaux :

- Teneur en  $CaO > 50 \%$ , selon l'étude de l'ORGM ; et teneur en  $CaCO_3 > 90 \%$ , selon l'étude du LTPE. Ces valeurs montrent bien la nature calcaire du gisement exploité, qui est justifiée aussi par les valeurs des masses volumiques absolues ( $2.63 \leq \rho_s \leq 2.66 \text{ g/cm}^3$ ) ;
- Le taux de silice  $SiO_2$  est peu abondant ( $< 3 \%$ ), ce qui élimine le risque d'alcali-réaction ;
- On note aussi l'absence de gypse et de sulfates, ainsi qu'une présence de très faibles proportions de cations d'alcalins ( $< 0.05 \%$ ), ceci montre que les granulats utilisés sont non agressifs.

### III.5.1.2 Caractérisation des matériaux argileux

#### ❖ *Activité, limites et indices d'états*

Contrairement aux sols grenus, la granulométrie exerce une influence négligeable sur le comportement des sols argileux, mais nous pouvons définir conventionnellement l'argile comme étant la fraction dont le diamètre moyen est inférieur à  $2 \mu m$ . De ce fait, après avoir examiné la courbe sédimentométrique de l'argile (Fig. III.2), nous avons déterminé le taux  $C_{2\mu m} = 35 \%$ , qui correspond à une activité  $Ac = 0.57$ . On constate que  $Ac < 0.75$ , ce qui indique que l'argile n'est pas active (Costet et Sanglerat, 1983 ; Schlosser, 1997 ; Holtz et Kovacs, 1991).

La classification objective des sols argileux est basée sur les valeurs des limites d'Atterberg, donnée sous forme d'un diagramme, appelé : « abaque de plasticité de Casagrande » (voir Fig. III.6, § III.4.1.5).

Suivant les valeurs de  $w_l$  et  $I_p$ , récapitulées dans le tableau III.5 et selon leur position sur le diagramme de Casagrande, on constate que l'argile étudiée est inorganique, de plasticité moyenne.

En effet, la présence des couches d'eau adsorbée autour des grains argileux, confèrent au matériau de la cohésion et donc, des caractéristiques plastiques. Cependant, plusieurs auteurs ont établis des corrélations entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité :

- Sanglerat (1981) a montré que le gonflement important des sols, implique un large  $I_p$  (Tableau III.15, ci-dessous), la réciproque n'est forcément pas vraie (Louafi, 1997 ; Djedid, Bekkouche et Aissa Mamoune, 2001 ; Ferrah, 2006).

**Tableau III.15 : Classification des sols gonflants d'après Sanglerat.**

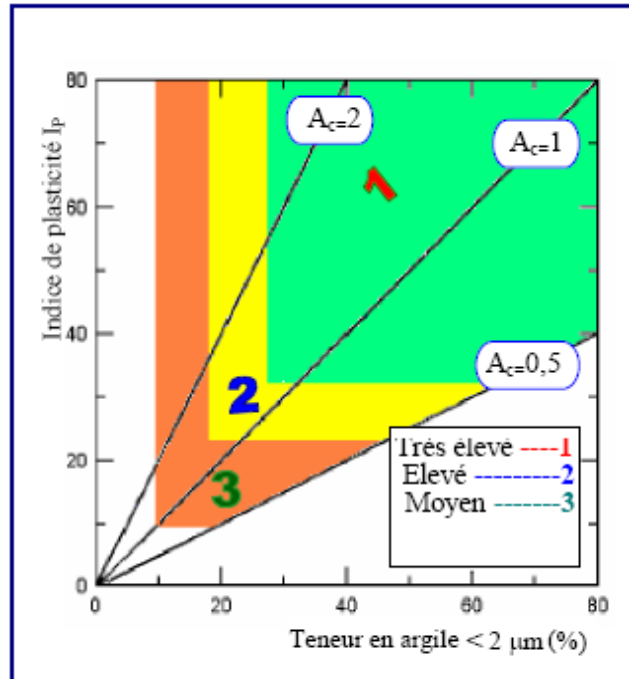
<b>Potentiel de gonflement</b>	<b>indice de plasticité (%)</b>
bas	0 – 15
moyen	10 – 35
haut	35 – 55
très haut	> 55

- Williams (1964) a évalué ce potentiel de gonflement, en utilisant un abaque (Fig. III.7).
- Dakstana (1965) a introduit une autre classification, donnant le potentiel de gonflement en fonction de la limite de liquidité  $w_l$  (Tableau III.16).

**Tableau III.16 : Classification des sols gonflants d'après Dakstana.**

<b>Limite de liquidité (%)</b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
0 – 20	non gonflant
20 – 35	faible
35 – 50	moyen
50 – 70	élevé
70 – 90	très élevé
> 90	extrêmement élevé





**Fig. III.7** : Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement, d'après Williams.

Selon les classifications suggérées par : Sanglerat, Williams et Dakstana, on déduit que le potentiel de gonflement de l'argile étudiée est moyen.

### ❖ *Composition chimique*

Du point de vue composition chimique, la matière première argileuse se caractérise par :

- une teneur réduite en silice ( $\text{SiO}_2$ ) et en oxyde d'alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) ;
- les teneurs en oxydes de fer ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), de magnésium ( $\text{MgO}$ ), de calcium ( $\text{CaO}$ ), d'alcalis, de  $\text{SO}_3$  et de  $\text{Cl}$  se trouvent dans les limites des normes (taux  $< 1\%$ ) ;
- une forte teneur en oxydes colorants ( $\text{Fe}_2\text{O}_3 > 3\%$ ) ;
- une teneur en  $\text{Al}_2\text{O}_3 < 28\%$ , ce qui montre que l'argile utilisée est semi-acide.

❖ *Composition minéralogique*

L'argile n'est pas un matériau que l'on peut définir par le seul critère granulométrique de 2  $\mu m$ . En effet, c'est une entité minéralogique réelle, qui tire son origine de l'altération chimique de certains minéraux composant la roche (Holtz et Kovacs, 1991 ; F. Bousid, 1997). Elle est caractérisée par sa composition chimique de base, d'alumino-silicates hydreux.

Du point de vue composition minéralogique, l'argile étudiée est considérée comme polyminérale, elle est constituée de grains sableux, de particules argileuses et de grains de carbonates. Les minéraux argileux sont essentiellement des kaolinites et chlorites, avec présence de minéraux interstratifiés.

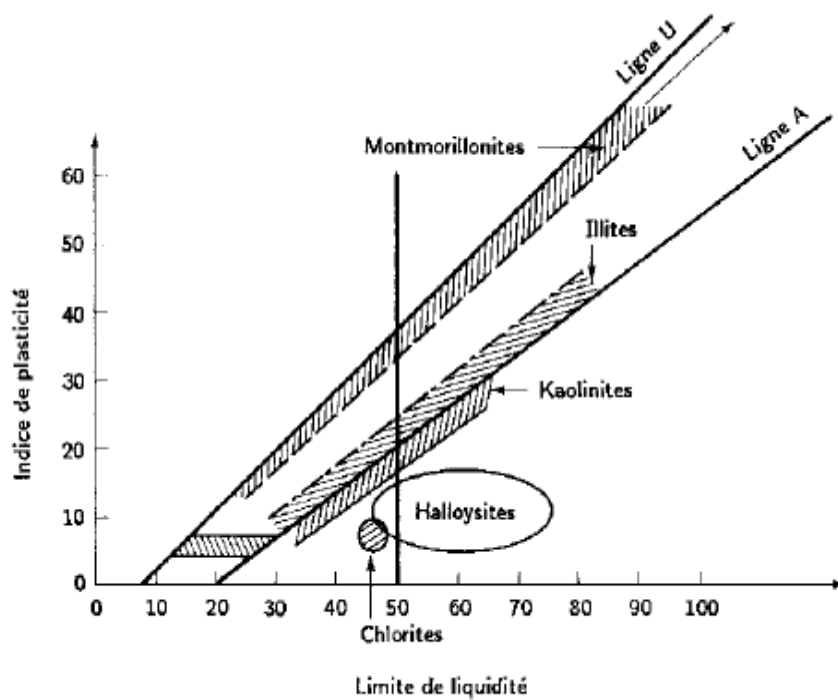
L'identification des minéraux argileux dans un échantillon de sol, peut se faire de plusieurs manières, ainsi Skempton (1953) et Mitchell (1976) ont relié le type de minéral en fonction du coefficient d'activité  $A_c$  (voir tableau III.17). Cette corrélation est considérée comme assez bonne, car elle n'apporte que peu d'éléments nouveaux (Holtz et Kovacs, 1991 ; A.Berga, 2003).

**Tableau III.17 : Coefficients d'activité des différents minéraux, d'après Skempton et Mitchell.**

<b>Minéral</b>	<b>Activité</b>
Montmorillonite de sodium	4 – 7
Montmorillonite de calcium	1.5
Illite	0.5 – 1.3
Kaolinite	0.3 – 0.5
Halloysite déshydratée	0.5
Halloysite hydratée	0.1
Attapulgite	0.5 – 1.2
Allophane	0.5 – 1.2
Mica (muscovite)	0.2
Calcite	0.2
Quartz	0

L'activité de l'argile étudiée est dans l'intervalle 0.5 – 1.3 ( $A_c = 0.57$ , voir Tableau III.5). Selon la classification de Skempton et Mitchell, le minéral argileux essentiel appartient à la famille des illites.

De même, Casagrande (1948) a suggéré une classification simplifiée, basée sur l'abaque de plasticité (Fig. III.8), qui donne le type de minéral en fonction de son indice de plasticité  $I_p$  et de sa limite de liquidité  $w_l$ . En plaçant les valeurs de  $I_p$  et  $w_l$  (i.e.  $w_l = 39.5$  et  $I_p = 19.82$ ) sur l'abaque, on constate que l'argile utilisée est une illite, celle-ci est située juste au dessus de la droite « A », sur l'abaque de Casagrande.



**Fig. III.8 :** Position des minéraux argileux les plus communs, sur l'abaque de plasticité de Casagrande (inspiré de Casagrande, 1948 et Mitchell, 1976).

### III. 5.2 Paramètres mécaniques

#### ❖ Résistance à l'usure et aux chocs

Les paramètres traduisant la résistance des granulats aux chocs et à l'attrition ( $LA$  et  $MDE$ ), sont très importants dans le domaine routier. En effet, le passage répété des véhicules conduit à émousser et à polir progressivement les granulats ; par conséquent, l'adhérence des pneumatiques sur la chaussée devient très faible.

Les faibles valeurs obtenues de  $LA$  et  $MDE$  ( $LA = 31$  et  $MDE = 19$ ), montre bien que les matériaux utilisés proviennent d'une roche calcaire dure à moyenne, dont les performances mécaniques sont satisfaisantes (fascicule I, du guide technique SETRA, 1992).

Pour une éventuelle utilisation en assises de chaussées, le CTTTP (fascicule 3, du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves, 2001) exige les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} LA \leq 30 \\ et \\ MDE \leq 25 \end{array} \right. \quad \text{Pour la couche de base ;}$$
$$\left\{ \begin{array}{l} LA \leq 40 \\ et \\ MDE \leq 35 \end{array} \right. \quad \text{Pour la couche de fondation.}$$

D'après les recommandations citées ci-haut, on constate que les granulats étudiés conviennent mieux pour la couche de fondation que pour la couche de base, sauf si l'on considère que  $LA \approx 30$ , dans ce cas ils peuvent être employés pour les deux types de couches.

#### ❖ Paramètres liés au caractère évolutif

Bien entendu, ces paramètres sont les coefficients : de fragmentabilité, de dégradabilité et d'altérabilité. Ils sont nécessaires, pour caractériser les matériaux rocheux vis-à-vis des sollicitations et des conditions climatiques dans lesquelles ils sont soumis.

Comme il a été déjà évoqué ci-haut (§ III.4.4.2), le caractère évolutif atteint généralement les roches d'origine sédimentaire, tels que : les marnes, les craies tendres, les schistes et les roches salines. Il se traduit par une évolution progressive dans le temps, de leurs caractéristiques géotechniques (suite à leur origine minéralogique ou physico-chimiques), par rapport à celles observées initialement.

L'examen des courbes granulométriques, illustrées par les figures III.4 et III.5, indique que les fuseaux obtenus après les essais de dégradabilité et d'altérabilité sont pratiquement identiques à celui du matériau initial (c'est-à-dire avant essai). Par contre, celui obtenu après l'essai de fragmentabilité (figure III.3), indique un léger décalage, par rapport à la courbe de référence ; ceci est dû évidemment à l'évolution de la taille des grains au cours du pilonnage par la dame Proctor.

Par ailleurs, on constate que les coefficients  $FR$  et  $DG$  sont très faibles ( $FR = 3$  et  $DG = 1$ ) ; tandis que la cinétique d'évolution de l'altérabilité entre deux cycles successifs est nulle.

En s'appuyant sur la classification proposée par le guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme (fascicules I et II, SETRA, 1992.), on conclut que :

- les matériaux étudiés sont issus de roches carbonatées, de classe  $R_2$  et de sous-classe  $R_{2I}$  (se référer au tableau II.7, annexe II), dont l'origine est un calcaire dur ( $MDE < 45$ ) ;
- du point de vue fragmentabilité et dégradabilité : la roche dont ils sont issus est peu fragmentable ( $FR < 7$ ) et peu dégradable ( $DG < 5$ ) ;
- du point de vue altérabilité : ces matériaux sont non altérables, puisque les vitesses d'altération entre deux cycles successifs sont nulles. De plus, ceci est confirmé par l'allure des courbes granulométriques, observées avant essai et après le 5<sup>ème</sup> cycle d'altérabilité, qui présentent des fuseaux identiques.

En résumé, ces matériaux rocheux ne sont pas évolutifs, donc ils ne posent pas de problèmes particuliers lors de leur mise en œuvre.

#### Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de présenter au mieux, les aspects physiques et mécaniques des matériaux étudiés (et non pas leur comportement).

D'une façon générale, on conclut que :

- les granulats utilisés proviennent de roches massives, calcaires, dures à moyennes, d'où leurs bonnes caractéristiques mécaniques ( $LA$  et  $MDE$  faibles) ;
- du point de vue granulométrie, on propose de corriger les fractions granulaires 6/10 et 10/14 mm, parce qu'elles sont uniformes et discontinues. La fraction 0/6, quant à elle, présente un fuseau continu et bien gradué ;
- du point de vue composition chimique, nous avons constaté que les matériaux (granulats et argile) ne possèdent pas d'éléments dangereux, qui peuvent nuire à la structure projetée (tels que : le gypse ou sulfates et les alcalins), les autres composants sont dans des limites tolérables ;
- du point de vue consistance, l'argile employée est de plasticité moyenne (d'après la classification de Casagrande). Si l'on se réfère aux classifications, donnant le potentiel de gonflement en fonction des limites de consistance (citées au § III.5.1.2), on constate que l'argile a un potentiel de gonflement moyen ;

- du point de vue minéralogie, les minéraux argileux sont essentiellement représentés par des illites et kaolinites ;
- En termes d'évolution, on considère que les granulats étudiés ne sont pas évolutifs. Les résultats des essais de dégradabilité et d'altérabilité ont montré que le degré de désagrégation des matériaux n'est pas important. Il en est de même pour les vitesses d'altération, qui sont pratiquement nulles, sauf entre le 3<sup>eme</sup> et le 2<sup>eme</sup> cycle, mais qu'on peut considérer comme très négligeable (1%). Toutefois, ces cycles d'imbibition-séchage ne reflètent pas la réalité de ce que peut subir le matériau en place (vue les variations des conditions climatiques : pluviométrie, température, gel, ...etc.). Contrairement, au laboratoire, les conditions sont tout à fait normalisées.

En effet, les paramètres d'identification permettent une classification intéressante des sols et roches, mais ne permettent pas de prévoir leur comportement mécanique. A priori, ils peuvent préalablement orienter la suite de l'étude, en nous aidant à converger vers des mélanges, susceptibles d'être utilisés en couches d'assise de chaussées.

**CHAPITRE IV :**  
**ÉTUDE DE LA COMPACTABILITÉ**  
**DES MÉLANGES**

## **CHAPITRE IV :**

# **ETUDE DE LA COMPACTABILITE DES MELANGES**

### **Introduction**

A chaque stade de la construction d'une chaussée, a lieu une opération fondamentale appelée « compactage » ; celui-ci désigne le serrage des grains, à l'aide d'engins appropriés. En faisant intervenir le pouvoir lubrificateur de l'eau, les éléments du sol seront réarrangés d'une façon optimale et par conséquent le volume des vides sera réduit au maximum (K. Boussaid, 2005).

Il en résulte que la compacité obtenue après compactage soit définitive, ou du moins varier très peu après la mise en service de la chaussée (G. Jeuffroy, 1985).

En effet, les matériaux que l'on cherche à compacter sont très divers, mais ils répondent tous à une définition commune : ce sont des mélanges de grains solides, d'un liquide et d'un gaz (Costet et Sanglerat, 1983 ; Arquié et Morel, 1988 ; Holtz et Kovacs, 1991 ; Brunel, 2004-2005).

L'augmentation des caractéristiques mécaniques de ces matériaux, par le compactage, constitue donc un paramètre essentiel et une condition nécessaire pour une meilleure conception de l'assise, car un défaut de compactage même minime, a des conséquences néfastes sur la résistance mécanique du matériau et entraîne une augmentation de l'érodabilité de la fondation (Ployaert, 2003).

L'influence de la proportion des fines particules sur l'aptitude au compactage des sols, a fait l'objet de plusieurs travaux publiés dans la littérature, parmi lesquels on peut citer celui de : Myondo-Ondoa, 1979 ; Côté et Konrad, 2003 ; Boussaid, 2003 et 2005 ; ferber, 2005 ; Lamara, Lakhdari et Goual, 2005 ; ... etc.

Dans ce contexte, le protocole expérimental adopté par cette étude, consiste à étudier et interpréter le comportement au compactage des mélanges reconstitués, en présence de fines



calcaires et argileuses, selon leurs proportions respectives. On tentera ainsi d'en tirer des renseignements sur les interactions entre la fraction fine et le squelette granulaire.

### IV. 1 Objectif

Dans ce présent chapitre, on se propose d'étudier au laboratoire, l'aptitude au compactage « Proctor modifié » des mélanges granulaires, constitués respectivement par les fractions granulaires : **0/6**, **6/10** et **10/14** mm, en ajoutant d'une part des fines calcaires et d'autre part des fines argileuses (particules  $< 80\mu\text{m}$ ). Ces fractions étant compactées séparément, en leur incorporant à chaque opération de compactage un certain pourcentage de fines, dont les teneurs varient respectivement de : **0**, **5**, **8**, **10**, **12**, **15** et **20** %.

Au cours de ces expérimentations, on portera une intention particulière d'une part, sur la forme des courbes Proctor, en vue de suivre l'évolution de la sensibilité à l'eau des mélanges lors du processus de compactage, en d'autre part de l'évolution de la taille des grains des échantillons compactés.

Avant d'entamer le processus expérimental et d'en présenter les résultats, il est jugé nécessaire ou du moins utile, de donner un bref aperçu théorique sur les principaux paramètres et grandeurs géotechniques utilisés dans le compactage, ainsi que la procédure d'essais adoptée, pour évaluer les caractéristiques de compactabilité des échantillons testés.

L'étude théorique du compactage a été abordée en détail, dans la première partie de ce mémoire (étude bibliographique). Ici, on se limitera qu'aux définitions élémentaires, nécessaires à la compréhension ultérieure des phénomènes liés au compactage.

### IV. 2 Aperçu théorique sur le compactage

#### IV. 2.1 Rappel :

Le compactage est une opération qui consiste à densifier les sols, par application d'énergie mécanique, dans le but d'améliorer leurs propriétés géotechniques.

Lorsque la compacité d'un mélange est étudiée en laboratoire, en fonction de sa teneur en eau, on fait appel à l'essai Proctor. Cet essai complètement normalisé, a été mis au point par « *Proctor* » dans les années trente (1933). Il a démontré que le compactage dépend de quatre paramètres principaux (Holtz et Kovacs, 1991) :

- la teneur en eau  $w$  ;
- la masse volumique du sol sec  $\gamma_d$  ;

- l'énergie de compactage ;
- la nature du sol (i.e. minéralogie et granularité).

En effet, selon le type du sol et le procédé du compactage adopté, la masse volumique du sol sec varie avec la teneur en eau, dans des proportions plus ou moins grandes. Le sommet de la courbe ainsi obtenu, correspond à l'optimum Proctor : il s'agit de la teneur en eau optimale, qui permet d'obtenir le compactage maximal du sol (Fig.IV.1).

La teneur en eau est donc un paramètre important dans le sol, puisqu'elle peut modifier considérablement l'efficacité des opérations de compactage (F. Soulié, 2005).

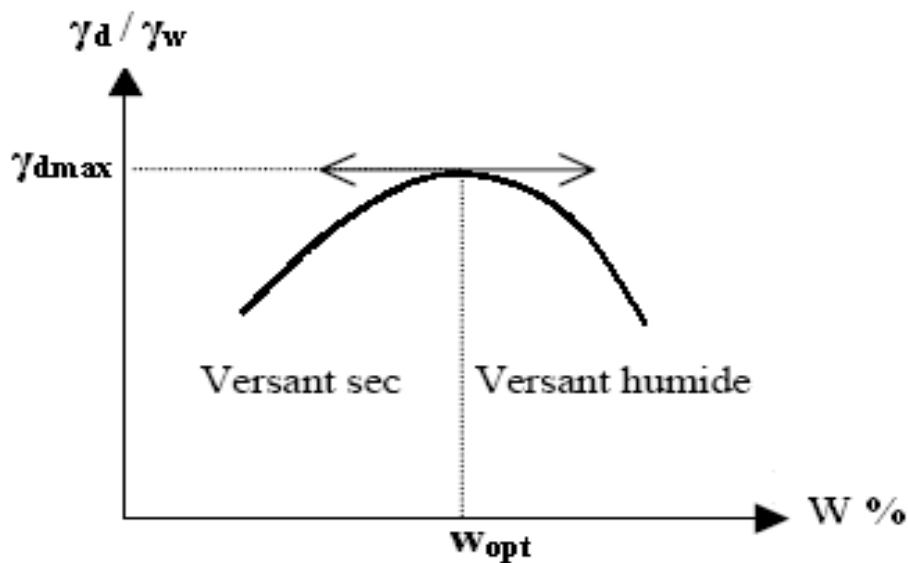


Fig. IV.1 : Courbe de compactage « Proctor ».

### IV. 2.2 Principe sommaire de l'essai Proctor

L'essai Proctor permet de reproduire au laboratoire, plus ou moins les conditions de compactage sur chantier. Il s'effectue selon deux modes d'énergie différente : essai Proctor standard (ou normal), à énergie moyennement poussée (25 coups par couche) et essai Proctor modifié, à énergie plus intense (55 coups par couche). Ce dernier a été retenu pour la suite de cette investigation.

En effet, lorsqu'on veut construire un remblai en grande masse (tels que les barrages, remblais routiers, ... etc.), on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor normal. Par contre, en couches de chaussées où une énergie de compactage plus élevée est demandée, on se réfère à l'essai Proctor modifié (Degoutte et Royet, 2005).

Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement:

- $w_{optm}$  (ou  $w_{opn}$ ),
- $\gamma_{dopm}$  (ou  $\gamma_{dopn}$ ).

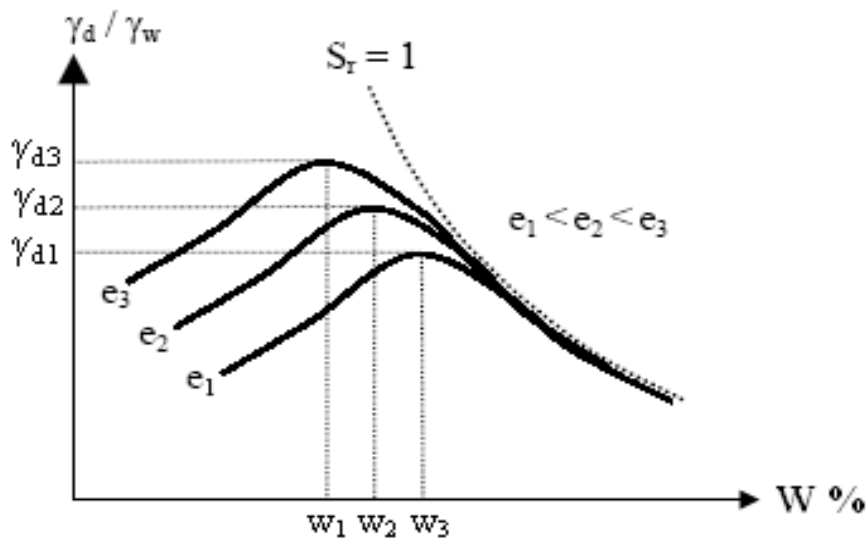
Si l'énergie de compactage croît, les courbes deviennent plus pointues (Fig. IV.2), l'eau étant incompressible. Ces courbes ont pour enveloppe l'hyperbole :

$$w_{sat} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \quad (IV.1)$$

Cette hyperbole est appelée : « courbe de saturation », elle correspond au sol totalement purgé d'air. Elle permet de :

- préciser l'allure de la courbe de compactage après l'optimum,
- juger de la position de la branche descendante de la courbe Proctor par rapport à elle,
- déterminer éventuellement la teneur en eau de saturation, pour une densité sèche donnée.

Avec :  $w_{sat}$  : teneur en eau de saturation,  
 $\gamma_w$  : masse volumique de l'eau,  
 $\gamma_s$  : masse volumique des grains solides,  
 $\gamma_d$  : masse volumique du sol sec.



**Fig. IV.2 : Influence de l'énergie de compactage.**

### *Remarque*

*La courbe de saturation à  $SR = 100 \%$ , ne coupe jamais la branche descendante de la courbe Proctor ; elle peut à l'extrême limite être tangente légèrement à cette branche (Fig. IV.2).*

L'essai consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées, un échantillon de sol humidifié de manière homogène, à une teneur en eau «  $w$  » donnée et à compacter cet échantillon, par couche, au moyen d'une dame de poids défini, tombant d'une hauteur standardisée, à raison de 25 ou 55 coups par couches. La masse volumique sèche «  $\gamma_d$  » ainsi obtenue, est ensuite mesurée et portée en graphique, en fonction de la teneur en eau.

En procédant de la même manière, pour une teneur en eau différente, il est constaté que la masse volumique croît avec la teneur en eau (fig. IV.1 et fig. IV.2).

Donc, l'accroissement de la densité sèche du sol compacté, se conçoit dans la mesure où l'on peut expulser l'air du sol ; c'est la théorie du compactage (Arquié et Morel, 1988).

### **IV. 2.3 Mode opératoire**

Le principe des deux essais Proctor (normal et modifié) est identique, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Vu l'objectif visé par cette étude, nous avons retenu l'essai Proctor modifié, celui-ci est réalisé conformément à la norme **NF P94-093** (AFNOR, 1999).

#### **❖ Préparation des échantillons soumis à l'essai :**

Les échantillons à compacter n'ont pas été écrêtés à travers un tamis de 20mm, car ils ne contiennent pas d'éléments, dont la dimension est supérieure à ce diamètre.

- Avant d'entamer les essais, le matériau doit être séché à l'étuve, puis homogénéisé et divisé en cinq parts égales (à raison de 5.5 kg, au minimum) ;
- Chaque part est ensuite humidifiée à une teneur en eau, telle que l'intervalle de teneurs en eau correspondant à deux points consécutifs de la courbe est de 2% environ ;
- Chaque part humidifiée est conservée dans un sac étanche, durant un temps fonction de la nature du matériau étudié, pour parfaire la diffusion de l'eau.

### ❖ *Appareillage :*

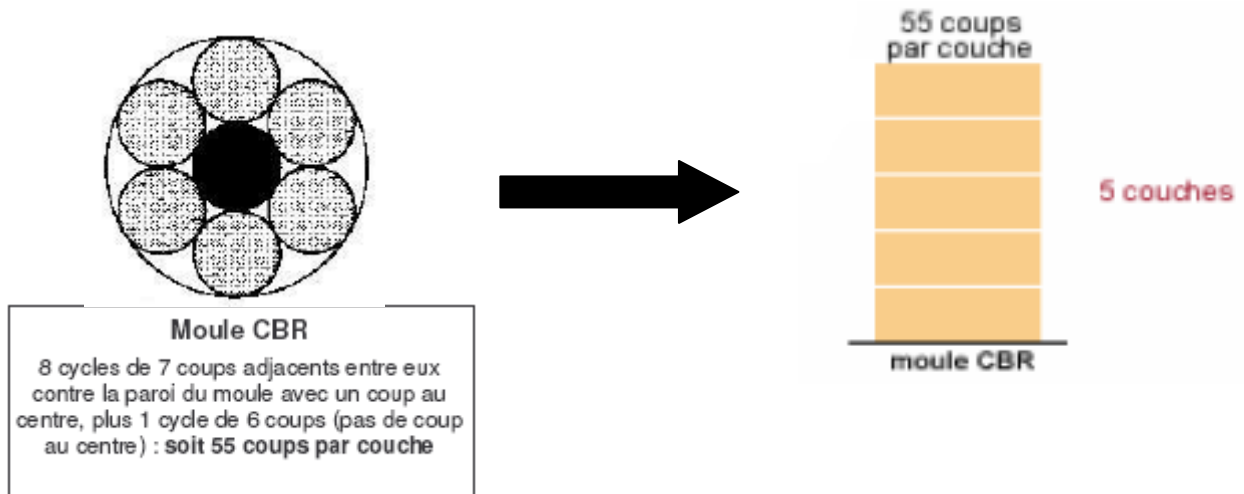
- Moule *CBR*, équipé de son embase et rehausse ;
- Dame *Proctor* modifié ;
- Disque d'espacement ;
- Papier filtre ;
- Règle à araser ;
- Matériel divers : bacs, spatules, tares, étuves, etc...

### ❖ *Exécution de l'essai :*

Pour l'étude du compactage, nous avons choisi le moule *CBR*, car les échantillons à compacter contiennent des éléments supérieurs à 5 mm ( $D_{\max} > 5$  mm).

- Avant de procéder aux essais, il y a lieu de diviser chaque échantillon humidifié en cinq portions, à peu près égales, de sorte que chacune d'elles représente une couche à compacter ;
- Solidariser l'ensemble : moule, embase et rehausse ;
- Graisser les parois du moule ;
- Placer le disque d'espacement au fond du moule et mettre au dessus de celui-ci, un disque de papier filtre, pour faciliter le démoulage ;
- Introduire la première quantité du matériau et compacter en appliquant 55 coups, ceci est réalisé en faisant huit séquences de sept coups : six approximativement tangents à la périphérie du moule et le 7<sup>ème</sup> au centre, sauf au dernier cycle ;

(Voir le schéma ci-après : Fig.IV.3).



**Fig. IV.3 :** Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche.

- Répéter l'opération pour les couches restantes ;
- Peser l'ensemble : moule-matériau, puis procéder au démoulage de l'éprouvette. En extraire deux prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas et en déterminer la teneur en eau «  $w$  », on prendra la moyenne des deux valeurs ;

On obtient ainsi le 1<sup>er</sup> point de la courbe Proctor.

- Procéder de la même manière pour les autres parts du matériau humidifié.

Les modalités d'exécution des essais Proctor sont schématisées dans le tableau. III.1, annexe III.

❖ *Expression des résultats :*

Pour chaque éprouvette compactée, on calcule les deux paramètres suivants, qui constituent les coordonnées de la courbe Proctor :

• Teneur en eau  $w$ , exprimée par : 
$$w = \frac{P_e}{P_s} \cdot 100 \quad (\text{IV.2})$$

• Poids volumique sec  $\gamma_d$ , exprimée par : 
$$\gamma_d = \frac{P_h}{(1 + w) \cdot V} \quad (\text{IV.3})$$

Tel que :  $P_e$  : poids de l'eau,

$P_s$  : poids du sol sec,

$P_h$  : poids du sol humide,

$w$  : teneur en eau du sol compacté, exprimé en valeur unitaire,

$V$  : volume du moule.

### IV. 3 Caractérisation des mélanges granulaires (GNT)

Pour obtenir des mélanges ayant des performances géomécaniques satisfaisantes, en vue de leur utilisation en couches d'assise, nous allons déterminer à travers des essais de compactage, effectués au laboratoire, le pourcentage optimal de fines calcaires et argileuses à adjoindre aux trois fractions granulaires de référence. En effet, la question qui nous vient à l'esprit est de savoir : *quel est l'effet de ces fines particules sur les caractéristiques mécaniques des matériaux compactés ?*

Pour pouvoir répondre à cette question, nous présentons dans ce qui suit, les différents résultats des essais Proctor, effectués sur les classes granulaires : 0/6, 6/10 et 10/14 mm.

- La première étape de ce programme expérimental, consiste à préparer des graves, composées de granulats et fines, incorporées à raison de : 0, 5, 8, 10, 12, 15 et 20%.
- La seconde étape – quant à elle – consiste à soumettre les échantillons préparés au compactage, selon les modalités de l'essai Proctor modifié (*NF P94-093*), expliquées précédemment au § IV.2.3.
- Une fois les caractéristiques à l'optimum sont déterminées, on procède à l'analyse granulométrique des échantillons compactés, à différentes teneurs en fines ; en vue de mettre en évidence l'évolution de la taille des grains et de la production de fines, au cours du compactage.

### IV. 4 Caractéristiques à l'OPM

#### IV. 4.1 Présentation des résultats :

Les résultats expérimentaux relatifs à l'étude des propriétés physiques de compactage (teneur en eau et densité sèche), réalisé sur les trois fractions, avec ou sans ajout de fines, sont récapitulés respectivement dans les tableaux : IV.1.a, IV.1.b, IV.2.a, IV.2.b, IV.3.a, IV.3.b.

Les courbes Proctor modifié ainsi obtenues, sont illustrées respectivement par les figures :

- Fig IV.4.a et IV.4.b, pour les mélanges à base du squelette formé par la classe 0/6 mm,
- Fig IV.5.a et IV.5.b, pour les mélanges à base du squelette formé par la classe 6/10 mm,
- Fig IV.6.a et IV.6.b, pour les mélanges à base du squelette formé par la classe 10/14 mm.

**Tableau IV.1.a : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 0/6 mm, compactée à différentes teneurs en fines calcaires.**

<b>Teneur en fines calcaires %</b>		<b>Série d'essais № 1-C</b>				
<b>0</b>	<i>w</i> %	2.15	4.38	5.93	7.11	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.09	2.11	2.18	2.17	2.13
<b>5</b>	<i>w</i> %	2.32	4.21	5.70	8.00	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.12	2.14	2.16	2.13	2.11
<b>8</b>	<i>w</i> %	2.15	4.24	5.93	7.67	9.10
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.17	2.18	2.20	2.16	2.16
<b>10</b>	<i>w</i> %	2.19	4.25	6.18	7.70	9.42
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.158	2.16	2.157	2.15	2.14
<b>12</b>	<i>w</i> %	2.10	4.15	6.10	7.59	9.30
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.17	2.20	2.22	2.16	2.13
<b>15</b>	<i>w</i> %	2.11	4.13	6.00	7.79	9.63
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.19	2.19	2.23	2.14	2.12
<b>20</b>	<i>w</i> %	2.09	4.18	6.00	7.76	9.32
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.18	2.19	2.20	2.18	2.13



**Tableau IV.1.b : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 0/6 mm, compactée à différentes teneurs en fines argileuses.**

Teneur en fines argileuses %		Série d'essais № 1-A				
<b>0</b>	w %	2.15	4.38	5.93	7.11	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.09	2.11	2.18	2.17	2.13
<b>5</b>	w %	2.20	4.12	5.90	7.82	9.31
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.10	2.22	2.23	2.14	2.13
<b>8</b>	w %	2.44	4.43	6.46	8.03	9.92
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.13	2.16	2.15	2.13	2.08
<b>10</b>	w %	2.17	4.24	6.06	7.95	9.67
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.12	2.21	2.24	2.16	2.09
<b>12</b>	w %	2.19	4.38	6.03	7.86	9.72
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11	2.157	2.164	2.15	2.07
<b>15</b>	w %	2.10	4.14	6.03	7.92	9.70
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.13	2.16	2.16	2.15	2.08
<b>20</b>	w %	2.16	4.10	6.24	8.03	9.94
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.15	2.16	2.16	2.16	2.13

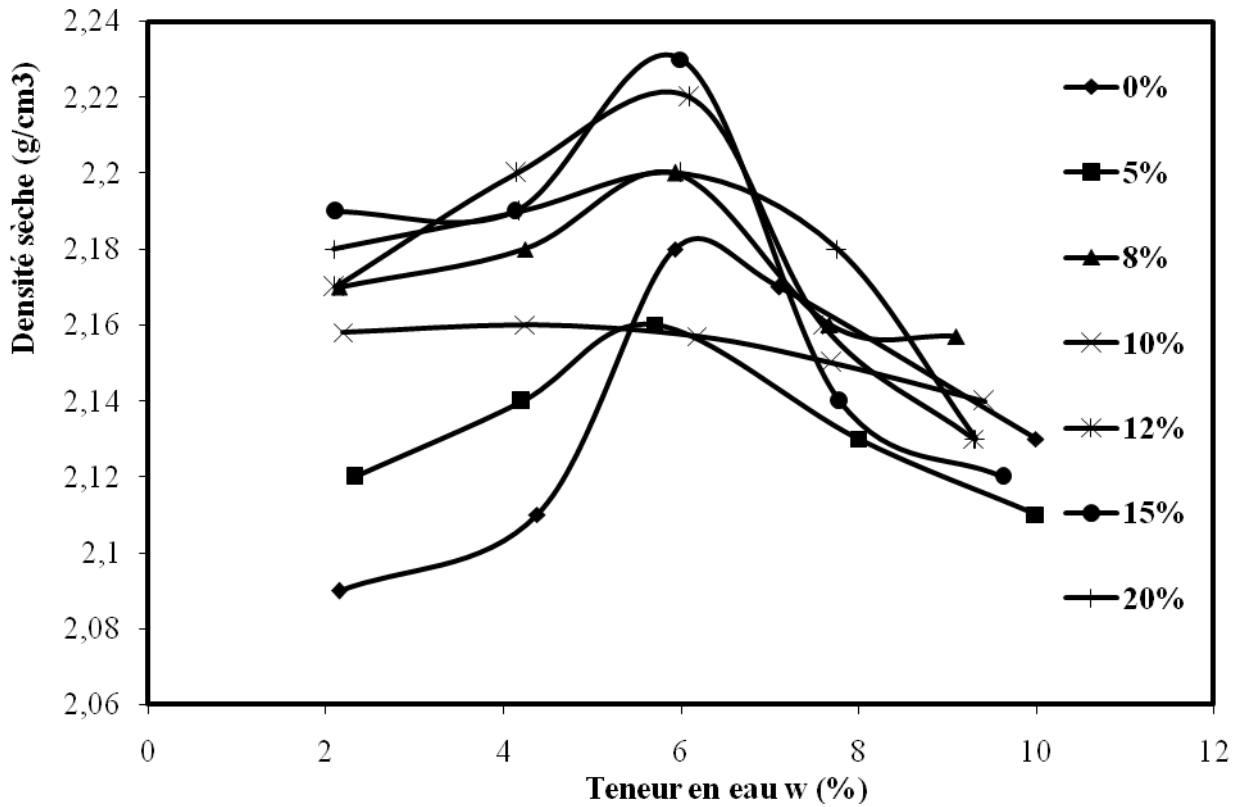


Fig. IV.4.a : Courbes Proctor modifiées des mélanges granulaires de la fraction 0/6, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

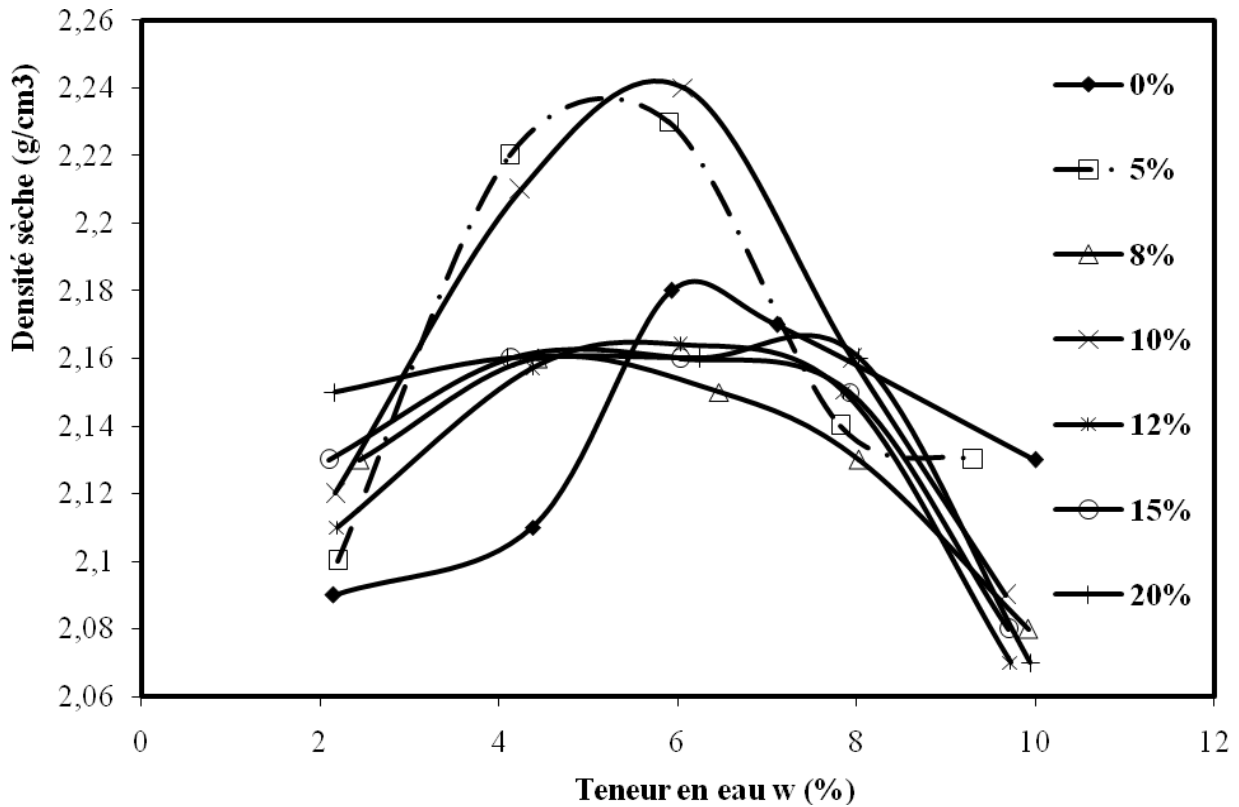


Fig. IV.4.b : Courbes Proctor modifiées des mélanges granulaires de la fraction 0/6, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

**Tableau IV.2.a : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 6/10 mm, compactée à différentes teneurs en fines calcaires.**

<b>Teneur en fines calcaires %</b>		<b>Série d'essais № 2-C</b>				
<b>0</b>	<i>w</i> %	1.63	4.13	6.00	8.00	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.74	1.73	1.71	1.68	1.64
<b>5</b>	<i>w</i> %	1.84	3.24	5.36	8.00	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.80	1.79	1.79	1.75	1.74
<b>8</b>	<i>w</i> %	1.94	3.56	5.03	7.71	10.10
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.88	1.93	1.91	1.92	1.86
<b>10</b>	<i>w</i> %	2.25	3.99	5.91	8.34	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.91	1.98	1.96	1.97	1.96
<b>12</b>	<i>w</i> %	2.11	4.05	5.77	7.90	9.26
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94	1.97	1.96	1.96	1.96
<b>15</b>	<i>w</i> %	2.19	3.86	5.78	7.37	10.52
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.98	1.99	1.97	1.98	1.95
<b>20</b>	<i>w</i> %	2.06	3.81	5.94	7.90	10.49
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.981	1.984	1.97	1.96	1.94

**Tableau IV.2.b : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 6/10 mm, compactée à différentes teneurs en fines argileuses.**

<b>Teneur en fines argileuses %</b>		<b>Série d'essais № 2-A</b>				
<b>0</b>	w %	1.63	4.13	6.00	8.00	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.74	1.73	1.71	1.68	1.64
<b>5</b>	w %	2.04	3.75	5.85	8.11	10.27
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.85	1.89	1.88	1.88	1.87
<b>8</b>	w %	2.08	4.16	5.88	7.88	10.02
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.87	1.97	1.96	1.96	1.95
<b>10</b>	w %	2.28	4.15	6.00	7.54	10.10
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.89	1.98	1.96	1.96	1.95
<b>12</b>	w %	1.82	4.36	5.80	7.71	9.76
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94	1.97	1.97	1.96	1.96
<b>15</b>	w %	2.37	4.36	6.23	7.96	9.84
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.96	1.97	1.96	1.95	1.95
<b>20</b>	w %	2.68	5.00	6.23	7.97	9.74
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.97	1.96	1.97	1.959	1.957

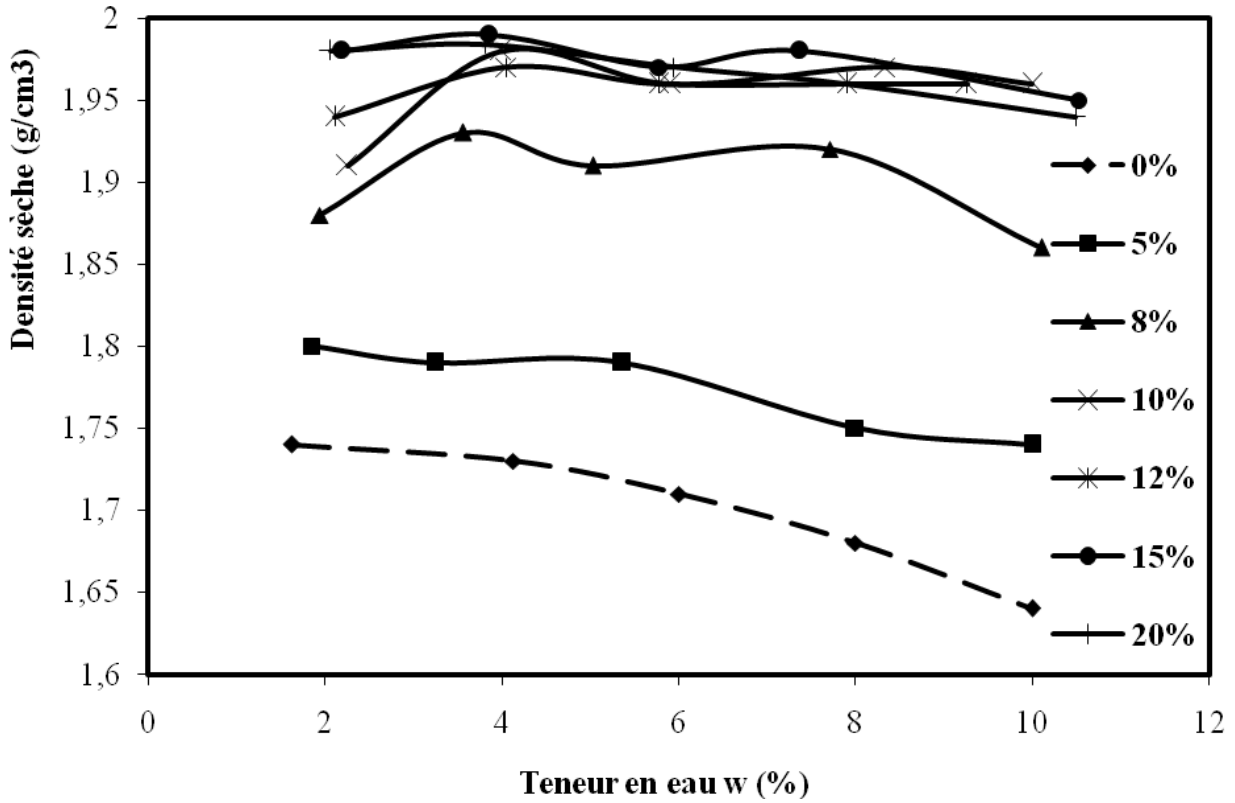


Fig. IV.5.a : Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

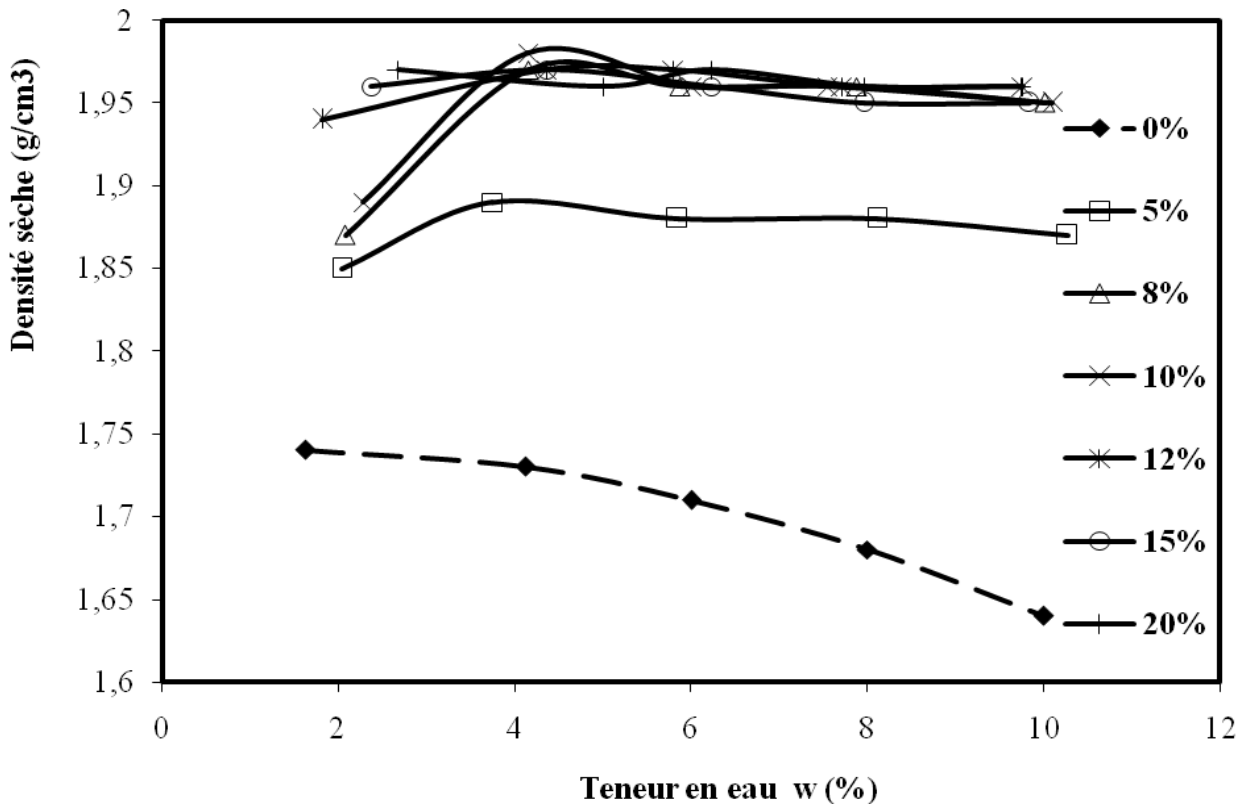


Fig. IV.5.b : Courbes Proctor modifié des mélanges granulaires de la fraction 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

**Tableau IV.3.a : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 10/14 mm, compactée à différentes teneurs en fines calcaires.**

<b>Teneur en fines calcaires %</b>		<b>Série d'essais № 3-C</b>				
<b>0</b>	<i>w</i> %	1.60	3.70	5.59	7.52	9.44
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.65	1.63	1.63	1.63	1.62
<b>5</b>	<i>w</i> %	1.91	4.19	5.74	7.53	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.80	1.79	1.77	1.79	1.77
<b>8</b>	<i>w</i> %	2.10	4.00	5.82	7.37	10.26
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.80	1.79	1.78	1.77	1.77
<b>10</b>	<i>w</i> %	1.93	4.88	5.80	7.36	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.91	1.89	1.93	1.95	1.91
<b>12</b>	<i>w</i> %	2.50	4.00	6.16	7.22	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.91	1.90	1.95	1.93	1.92
<b>15</b>	<i>w</i> %	2.15	4.68	5.92	7.68	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.95	1.94	1.95	1.96	1.94
<b>20</b>	<i>w</i> %	2.11	4.22	6.14	7.42	9.18
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.97	1.97	1.95	1.94	1.96

**Tableau IV.3.b : Caractéristiques à l'optimum de la fraction granulaire 10/14 mm, compactée à différentes teneurs en fines argileuses.**

<b>Teneur en fines argileuses %</b>		<b>Série d'essais № 3-A</b>				
<b>0</b>	<i>w</i> %	1.60	3.70	5.59	7.52	9.44
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.65	1.63	1.63	1.63	1.62
<b>5</b>	<i>w</i> %	1.86	4.77	6.31	7.64	10.67
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.81	1.85	1.90	1.90	1.90
<b>8</b>	<i>w</i> %	2.26	4.00	6.23	7.61	9.59
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.83	1.95	1.93	1.94	1.94
<b>10</b>	<i>w</i> %	2.42	4.32	5.42	7.64	9.85
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.85	1.96	1.97	1.94	1.96
<b>12</b>	<i>w</i> %	2.08	4.19	5.68	7.58	10.15
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.89	1.97	1.97	1.95	1.94
<b>15</b>	<i>w</i> %	2.63	4.00	5.93	8.08	10.00
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94	1.98	1.95	1.95	1.95
<b>20</b>	<i>w</i> %	2.29	4.00	5.91	7.54	10.09
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.971	1.978	1.976	1.946	1.941

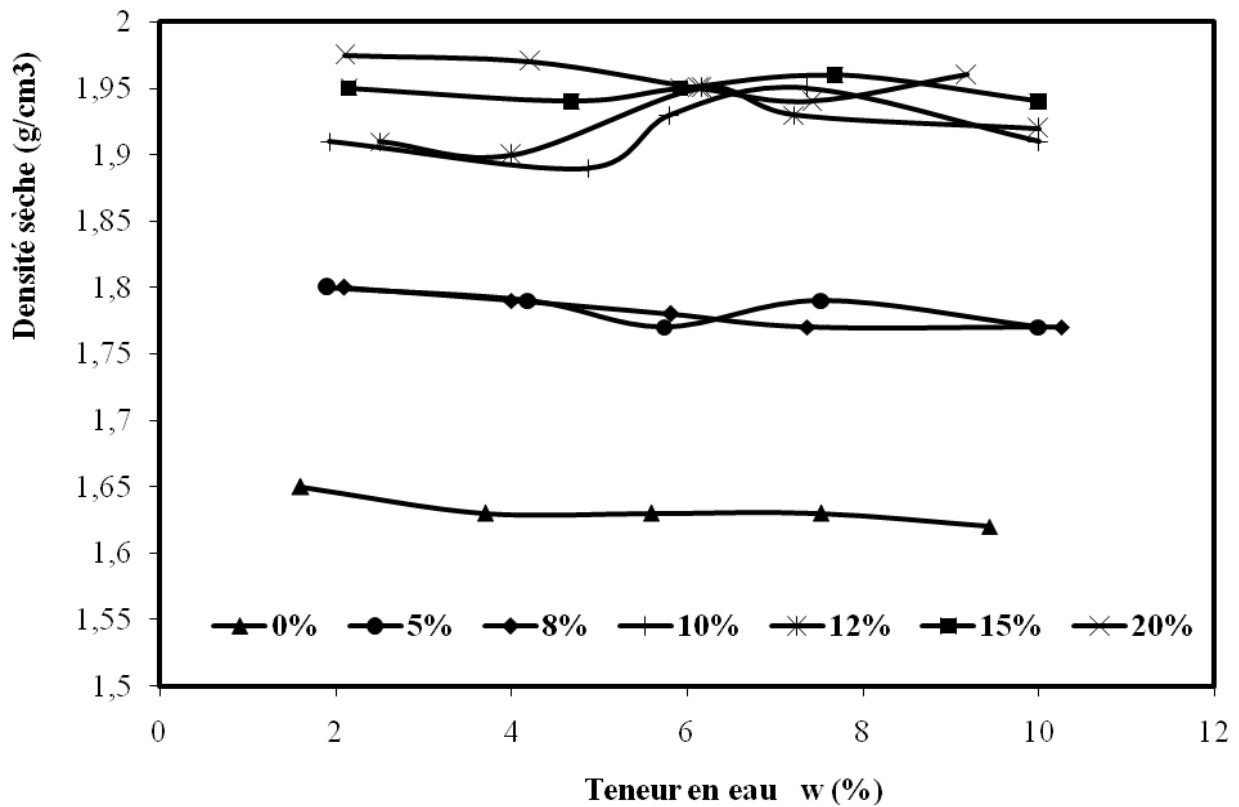


Fig. IV.6.a : Courbes Proctor modifiées des mélanges granulaires de la fraction 10/14 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

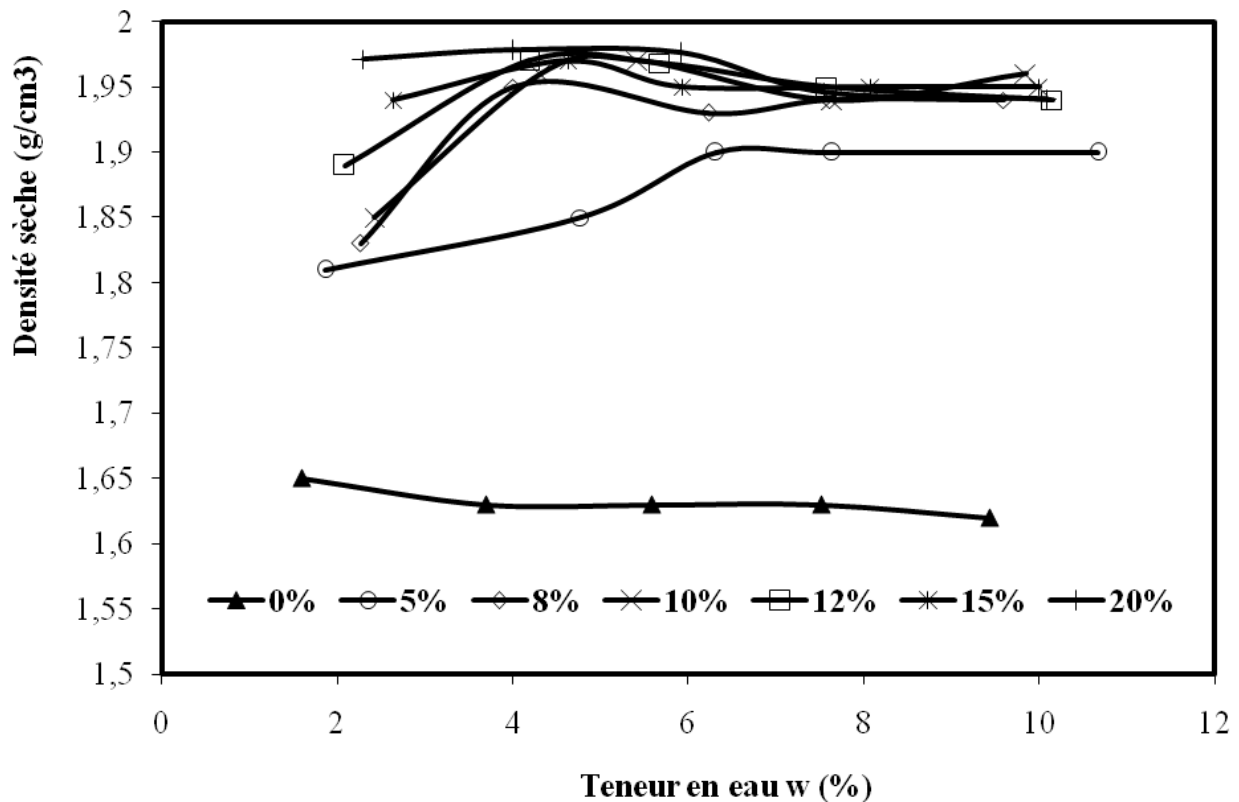


Fig. IV.6.b : Courbes Proctor modifiées des mélanges granulaires de la fraction 10/14 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.



### IV. 4.2 Analyse des résultats d'essais Proctor

Dans ce qui suit, nous désignons par : série 1, série 2 et série 3, les séries d'essais effectuées respectivement, sur les mélanges granulaires des fractions 0/6, 6/10 et 10/14 mm.

Les symboles A et C désignent respectivement, les termes fines argileuses et fines calcaires.

Par exemple, on désigne par le terme série 1-A : série d'essais effectués sur les mélanges granulaires de la fraction 0/6 mm, compactés avec ajout de fines argileuses.

Si l'on observe l'allure des courbes Proctor obtenues (de la figure VI.4.a, à la figure VI.6.b), on constate que l'évolution de la compacité, montre deux sortes de différences :

- D'une part, on aperçoit un changement de la forme des courbes de compactage, qui varie en fonction des mélanges : celle-ci est accentuée (pointue) pour les mélanges de la série d'essais 1 ; et plate pour les mélanges des séries d'essais 2 et 3.

Guilloux (1978), a défini un critère d'estimation du caractère pointu de la courbe Proctor (Louafi, 1997 ; ...) et a montré que la forme de la courbe est considérée pointue, si l'intervalle des teneurs en eau :  $\Delta w \leq 4\%$  et plate si  $\Delta w \geq 4\%$  ; et ceci pour une variation de densité de  $0.02 \text{ g/cm}^3$ .

- D'autre part, on remarque la position des courbes Proctor dans le repère  $(w, \gamma_d)$ , qui se déplacent légèrement vers la gauche, avec une translation vers le haut, c'est-à-dire qu'avec l'ajout de particules fines, la teneur en eau tend à diminuer, tandis que la densité sèche maximale tend à augmenter jusqu'à un certain pourcentage de fines. Ce phénomène est surtout remarqué dans le cas des mélanges de la série (1-A) et (1-C).

Ces deux sortes de différences traduisent le changement du comportement des mélanges, qui diffère selon qu'on ajoute ou non, des fines calcaires ou argileuses.

#### IV. 4.2.1 Evolution de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale, en fonction de la teneur en fines :

Sur la base des deux critères (ou différences) évoqués ci-haut, on distingue les résultats suivants :

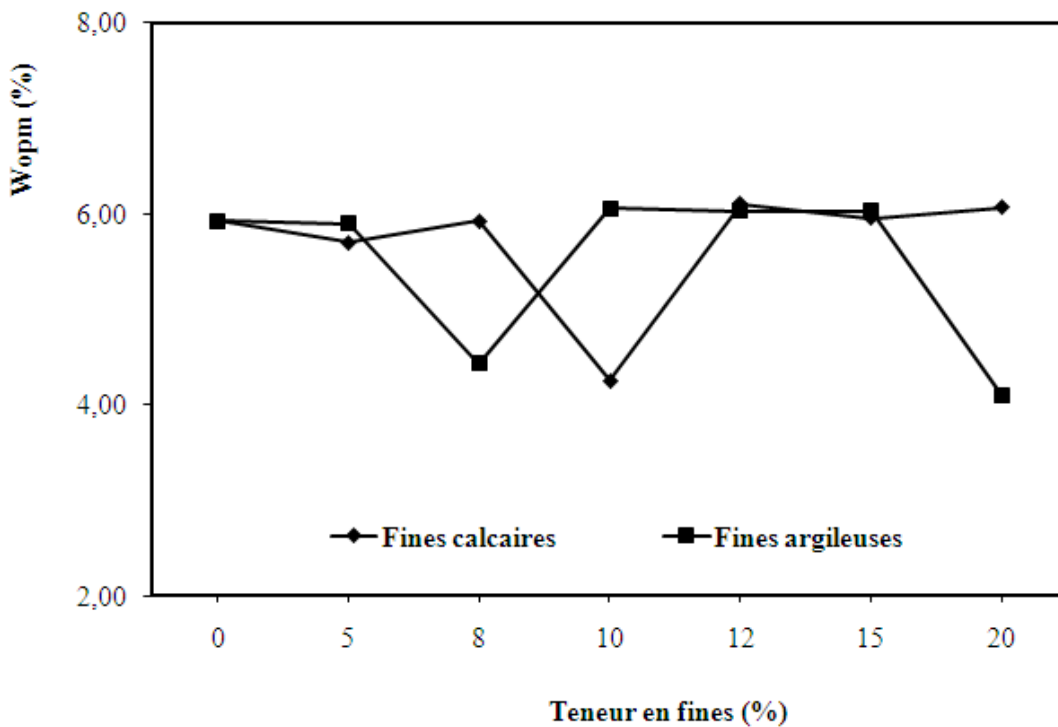
- Les mélanges granulaires, issus de la fraction 0/6 mm, compactés à différentes teneurs en fines, présentent des courbes peu accentuées, par rapport à celle du mélange initial ou de référence (mélange compacté sans ajout). Cette dernière (courbe de référence) est légèrement plate (figure VI.4, a et b). De même, on constate que la densité sèche

maximale croît avec la teneur en fines, jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur maximale de 2.23 g/cm<sup>3</sup>, pour 15% de fines calcaires et de 2.24 g/cm<sup>3</sup> pour 10% de fines argileuses. Au delà de ces deux valeurs, la densité chute rapidement dans le cas de la série 1-A (figure VI.4.b) que celui de la série 1-C (figure VI.4.a).

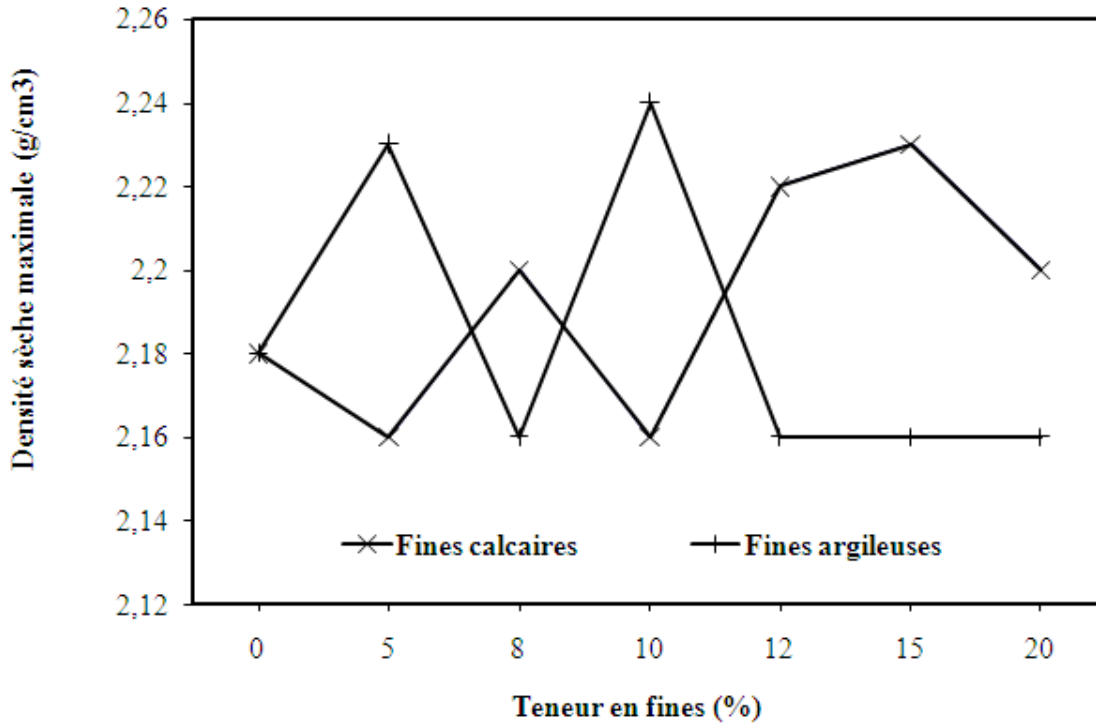
Par contre, on remarque que tous les échantillons compactés à différentes teneurs en fines (A et C), ont des teneurs en eau optimales très proches, qui varient au voisinage de 6%. Le tableau IV.4 et les figures IV.7.a et IV.7.b ci-dessous, en sont une illustration.

**Tableau IV.4 :** Evolution de  $w_{opm}$  et  $\gamma_{d\ opm}$  en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 1.

Teneur en fines (%)		0	5	8	10	12	15	20
$w_{opm}$ (%)	fines calcaires	5.93	5.70	5.93	4.25	6.10	5.95	6.07
	fines argileuses	5.93	5.90	4.43	6.06	6.03	6.03	4.10
$\gamma_{d\ opm}$ (g/cm <sup>3</sup> )	fines calcaires	2.18	2.16	2.20	2.16	2.22	2.23	2.20
	fines argileuses	2.18	2.23	2.16	2.24	2.16	2.16	2.16



**Fig. IV.7.a :** Evolution de la teneur en eau optimale des mélanges de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines.



**Fig. IV.7.b :** Evolution de la densité sèche maximale des mélanges de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines.

- Les mélanges granulaires issus des fractions 6/10 et 10/14 mm, compactés à différentes teneurs en fines (A et C), présentent des courbes pratiquement plates. Dans ce cas, on constate que  $\gamma_d$  varie assez peu pour une grande variation de  $w$ . ceci indique que ces matériaux sont insensibles à l'eau (figures VI.5.a, VI.5.b, VI.6.a et VI.6.b).
- Par ailleurs, il est constaté que les mélanges de la série 2-C atteignent une densité maximale de  $1.99 \text{ g/cm}^3$ , pour 15% de fines calcaires et  $1.98 \text{ g/cm}^3$ , pour 10% de fines argileuses dans le cas de la série 2-A. Le tableau IV.5 et les figures IV.8.a et IV.8.b montrent comment  $w_{opm}$  et  $\gamma_{d opm}$  varient en fonction de la teneur en fines.

**Tableau IV.5 :** Evolution de  $w_{opm}$  et  $\gamma_{d opm}$  en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 2.

Teneur en fines (%)		0	5	8	10	12	15	20
$w_{opm}$ (%)	fines calcaires	1.63	1.84	3.56	3.99	4.05	3.86	3.81
	fines argileuses	1.63	3.75	4.16	4.15	4.36	4.36	2.68
$\gamma_{d opm}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	fines calcaires	1.74	1.80	1.93	1.98	1.97	1.99	1.984
	fines argileuses	1.74	1.89	1.97	1.98	1.97	1.97	1.97

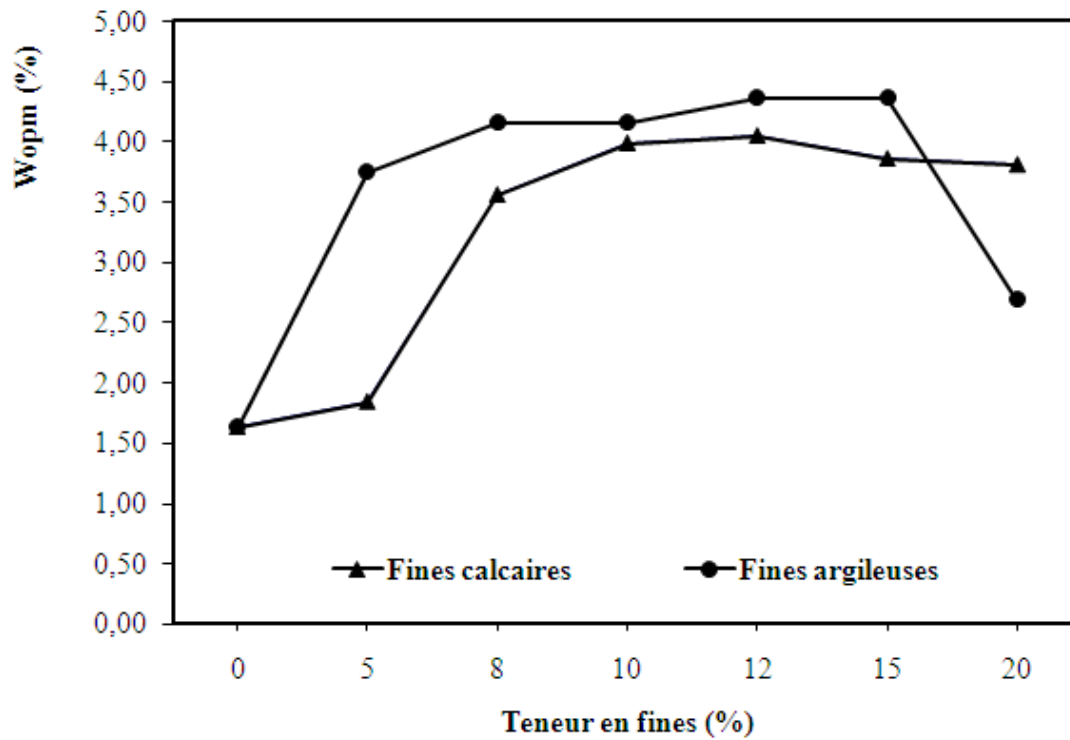


Fig. IV.8.a : Evolution de la teneur en eau optimale des mélanges de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines.

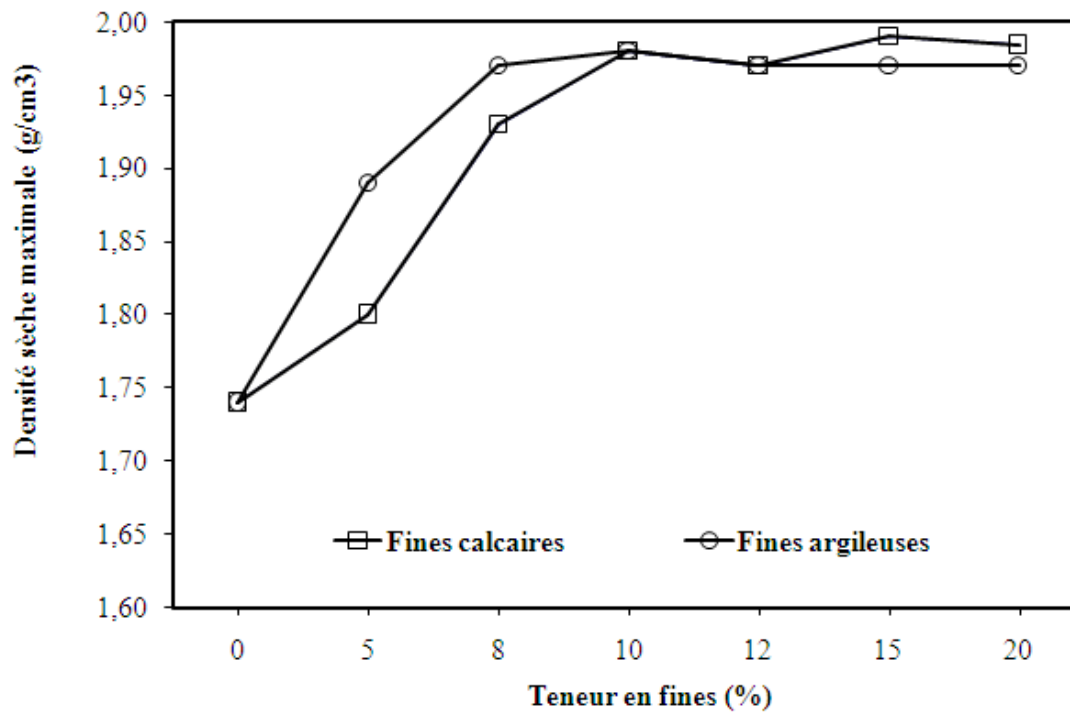
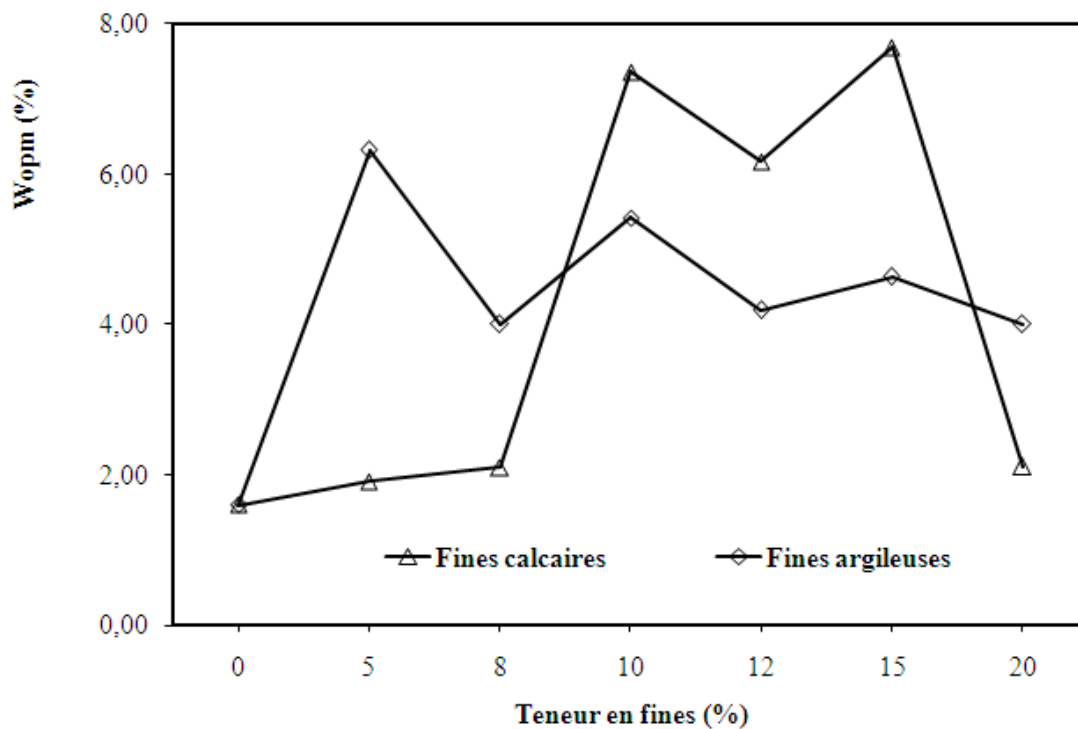


Fig. IV.8.b : Evolution de la densité sèche maximale des mélanges de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines.

- Les séries d'essais 3-C et 3-A acquièrent des densités maximales proches de celles de la série 2, mais avec des valeurs légèrement faibles. Elles ont pour valeurs 1.975 g/cm<sup>3</sup>, pour 20% de fines calcaires et 1.978 g/cm<sup>3</sup> pour 20% de fines argileuses. Le tableau IV.6 et les figures IV.9.a et IV.9.b en sont une illustration.

**Tableau IV.6 :** Evolution de  $w_{opm}$  et  $\gamma_{d\ opm}$  en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 3.

Teneur en fines (%)		0	5	8	10	12	15	20
$w_{opm}$ (%)	fines calcaires	1.60	1.91	2.10	7.36	6.16	7.68	2.11
	fines argileuses	1.60	6.31	4.00	5.42	4.19	4.63	4.00
$\gamma_{d\ opm}$ (g/cm <sup>3</sup> )	fines calcaires	1.65	1.80	1.80	1.95	1.95	1.96	1.975
	fines argileuses	1.65	1.90	1.95	1.97	1.97	1.97	1.978



**Fig. IV.9.a :** Evolution de la teneur en eau optimale des mélanges de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines.

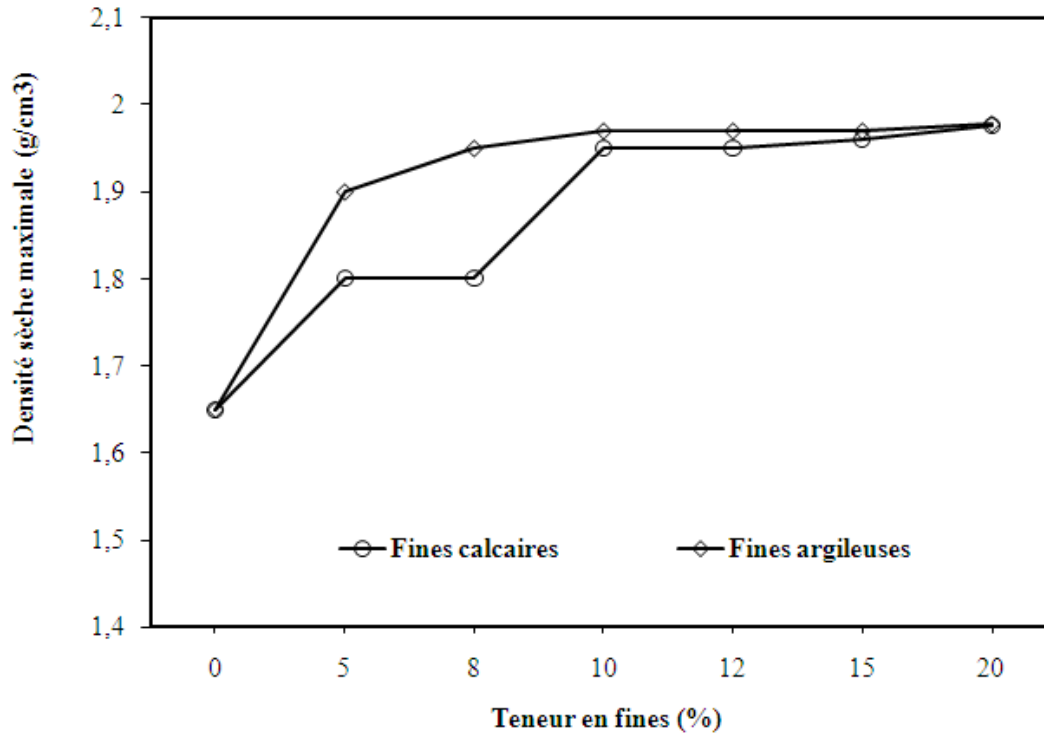
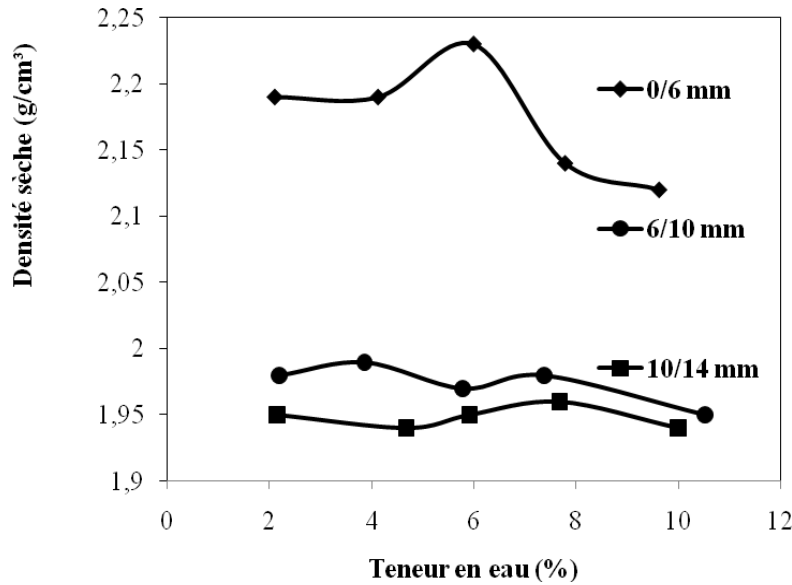


Fig. IV.9.b : Evolution de la densité sèche maximale des mélanges de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines.

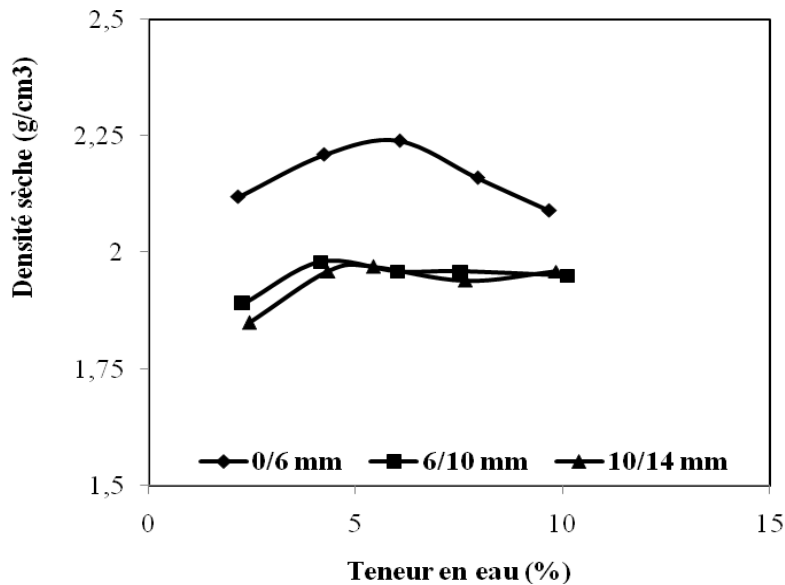
#### IV. 4.2.2 comparaison entre les différents résultats :

Si l'on compare les différents résultats obtenus sur les trois séries d'essais, on s'aperçoit que la série 1 possède les valeurs les plus élevées de  $w_{opm}$  et  $\gamma_{dopm}$ , par rapport à celles des séries 2 et 3. Les figures VI.10.a et VI.10.b ci-après, montrent clairement la différence du comportement au compactage entre les trois fractions granulaires, en fixant d'une part, la teneur en fines à 15% pour les fines calcaires et d'autre part, à 10% pour les fines argileuses.

De plus, on admet que les mélanges granulaires, compactés avec les fines de type A, ont des densités et teneurs en eau optimales légèrement supérieures à celles des mélanges compactés avec les fines de type C, mais avec des quantités moindres (par exemple, pour les échantillons de la série 1, nous obtenons  $\gamma_{dopm}$  à 10% de fines argileuses, alors qu'avec les fines calcaires, il nous faudra 15% pour atteindre le maximum.), sauf pour la série 3, où les quantités sont égales ( $\gamma_{dopm}$  est obtenue à 20% de fines A et C).



**Fig. VI.10.a :** Comparaison entre les courbes Proctor des trois fractions, compactées à 15% de fines calcaires.



**Fig. VI.10.b :** Comparaison entre les courbes Proctor des trois fractions, compactées à 10% de fines argileuses.

Afin de trouver des explications et comprendre au mieux les phénomènes liés au comportement de ces matériaux granulaires compactés, on mettra en évidence l'influence de certains paramètres liés au matériau, sur les caractéristiques physiques du compactage (à savoir : teneur en eau optimale et densité sèche maximale).

Concernant les interprétations, on traitera dans les paragraphes suivants (§.IV.4.3.2), l'effet de la :

- teneur en eau ;
- granulométrie et de la forme des grains ;
- teneur en fines et leur minéralogie.

L'effet de l'intensité de compactage ne sera pas traité dans ce chapitre, puisque nous avons utilisé qu'une seule énergie de compactage (énergie Proctor modifié).

### IV. 4.3 Discussions et interprétations

#### IV. 4.3.1 Mécanisme du compactage :

Les essais Proctor en laboratoire permettent de rendre compte de l'aptitude du sol à être compacté. En fait, le sol ne peut être compacté à l'état sec, la présence de l'eau est indispensable, compte tenu du rôle qu'elle joue dans le compactage (Jeuffroy, 1985 ; Arquíe et Morel, 1988 ; Louafi, 1997 ; Gidel, 2001 ; Ployaert, 2003 ; Soulié, 2005 ; ...).

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variation de  $\gamma_d$  en fonction de  $w$ , on obtient une courbe harmonieuse, caractérisée par un sommet, qu'on appelle « Optimum Proctor ». En observant cette courbe (figure VI.1), il est constaté que la masse volumique sèche obtenue croît avec la teneur en eau.

Cette allure habituelle de la courbe Proctor, avec son maximum harmonieux, résulte de deux actions antagonistes :

- ❖ la première action résulte de la « lubrification » qui, prédominante sur la partie gauche de la courbe Proctor (côté sec), permet sous l'effet de l'eau un meilleur arrangement des grains, ce qui explique l'augmentation de  $\gamma_d$  avec  $w$  ;
- ❖ la seconde action résulte du « gonflement », c'est-à-dire de l'augmentation de l'indice des vides, due à l'augmentation de la quantité d'eau qui s'oppose au resserrement des particules, ce qui explique la chute de  $\gamma_d$  sur le versant droit de la courbe Proctor (côté humide).

En revanche, on conclut que le maximum de la courbe Proctor trouve son explication dans l'équilibre des deux actions : la lubrification et le gonflement (Louafi, 1997 ; Boussaid, 2003 ; Ferber, 2005). Ces deux actions sont nettement visibles sur les figures VI.4.a et VI.4.b



Par ailleurs, si l'on examine l'allure des courbes de compactage obtenues (à partir de la figure VI.4.a à la figure VI.6.b), on s'aperçoit que celles-ci présentent deux formes différentes : plate (figures : VI.5.a, VI.5.b, VI.6.a et VI.6.b) et aiguë (figures VI.4.a et VI.4.b).

Guilloux (1978), indique que la forme de la courbe Proctor est liée à la granulométrie du matériau : une granulométrie étalée donne une courbe à pente raide et inversement.

Plus la courbe est pointue, plus il sera nécessaire d'avoir une teneur en eau très proche de l'optimum, pour obtenir la densité désirée. Plus la courbe est plate, plus il sera facile d'obtenir la densité désirée, sans trop se préoccuper de la teneur en eau.

### IV. 4.3.2 Influences des paramètres liés au matériau :

#### ➤ Effet de la teneur en eau :

Comme le montre l'expérience, la densité sèche d'un matériau, compacté à une certaine énergie, dépend de la teneur en eau.

En effet, la présence ou l'absence de l'eau dans le matériau, peut entraver le processus de compactage : lorsque le matériau est sec, les grains solides refusent de se serrer et s'il est très mouillé, les grains se déplacent et ne se touchent pratiquement pas. Donc, il doit y exister une teneur en eau, pour laquelle il y ait un resserrement maximal des grains.

Dès lors, nous pouvons expliquer l'amélioration du compactage en présence de l'eau, par son rôle lubrifiant qui, entourant chaque grain, l'eau facilite leur glissement et réduit leurs frottements (Arquié et Morel, 1988 ; Holtz et Kovacs, 1991 ; Louafi, 1997 ; Gidel, 2001 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Ployaert, 2003 ; Fleureau, Correia et Caicedo, 2004 ; Soulié, 2005).

Par ailleurs, cette augmentation de  $\gamma_d$  en fonction de  $w$ , jusqu'à atteindre un maximum, puis sa diminution pour des teneurs en eau plus élevées, ne peut être expliqué que par le phénomène de « succion » ou de « capillarité ».

En fait, lorsque l'on ajoute de l'eau à un matériau sec, c'est-à-dire dépourvu de cohésion, la succion est très élevée, le matériau est avide d'eau et des ponts vont se constituer entre certains grains (Ployaert, 2003 ; Fleureau, Correia et Caicedo, 2004 ; ...etc.) . En continuant à imbiber le matériau, sa cohésion continue à se développer, car le nombre de ponts de liaisons augmente. Cette amélioration se poursuit jusqu'au moment où la quantité d'eau ajoutée devient trop élevée et prend trop de place entre les grains, il s'ensuit donc une diminution de la cohésion et de la masse volumique sèche, due à une diminution de la succion.

Toutefois, cette explication correspond bien aux figures VI.4.a et VI.4.b, où celles-ci présentent un maximum bien marqué, pour de faibles teneurs en eau. Ceci se conçoit dans la mesure où l'on ajoute progressivement des particules fines argileuses dans la grave 0/6 mm, formant ainsi ce que l'on peut assimiler à un mélange sablo-argileux, ce qui explique la différence de comportement entre la grave compactée seule et celle compactée par ajout de fines. D'ailleurs, on constate que plus on ajoute des fines argileuses au mélange, plus la courbe présentera un sommet bien net, jusqu'à atteindre un maximum de 10% ; au-delà, la courbe a tendance à redevenir de plus en plus plate.

L'effet de la teneur en eau sur l'efficacité du compactage, réside principalement sur le degré de perméabilité des mélanges (Arquié et Morel, 1988 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Konrad et Lemieux, 2003 ; Nurmikolu, 2005), ce qui a pour conséquence, une différence entre la forme des courbes de la série 1 (figures VI.4.a et VI.4.b) et celle des courbes des séries 2 et 3 (figures VI.5.a, VI.5.b, VI.6.a et VI.6.b).

Les séries 2 et 3 sont des mélanges formés principalement de grains de taille importante (matériaux grenus), caractérisés par une forte perméabilité, due aux vides laissés par les gros grains, favorisant ainsi l'élévation de la pression d'air, qui chasse l'eau vers l'extérieur sous l'effet du compactage. Ceci, explique alors l'allure plate des courbes Proctor, sans un maximum bien déterminé. Tout de même, le compactage devient plus efficace avec l'augmentation de la teneur en eau et il sera facilité lorsque la teneur en eau est moyenne, car la pression d'air devient modérée.

Contrairement aux séries 2 et 3, les mélanges de la série 1 sont peu perméables et ont pour effet, une élévation de la pression interstitielle. Dans ce cas, l'eau et l'air ne pouvant pas être évacués, ou s'évacuent difficilement, à cause de la diminution du volume des vides qui se concentre sur l'air (l'eau étant incompressible), celui-ci rend les mélanges instables, se traduisant par une chute brutale de la densité sèche (figures VI.4.a et VI.4.b), pour des teneurs en eau élevées ( $w > w_{opm}$ ).

### ➤ Effet de la granulométrie :

L'étendue granulométrique conditionne bien l'aptitude d'un matériau à être compacté, car un matériau ayant une bonne granularité, aura une densité sèche plus élevée qu'un matériau creux (Jeuffroy, 1985 ; Arquié et Morel, 1988 ; Gidel, Horny, Chauvin, Breysse et Denis, 2001 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Cheung et Dawson, 2002 ; Konrad et Côté, 2003 ; Brunel, 2004 ; Konrad et Lemieux, 2005 ; Nurmikolu, 2005).

C'est ainsi que la série 1 (échantillons de la grave 0/6) présentent les densités les plus élevées ( $\gamma_d > 2 \text{ g/cm}^3$ ), qui s'échelonnent de  $2.23 \text{ g/cm}^3$  (figure VI.4.a), à  $2.24 \text{ g/cm}^3$  (figure VI.4.b). Ces résultats sont tout à fait évidents, puisque cette fraction a une granulométrie étalée, qui s'améliore avec l'ajout de particules fines. Or, une granulométrie étalée correspond bien à un matériau dont les grains ont des dimensions très différentes, pouvant s'imbriquer les uns dans les autres (Jeuffroy, 1985 ; Konrad et Côté, 2003 ; Brunel, 2004 ; Ployaert, 2005). Il en résulte une courbe de compactage plus pointue.

Il n'en est pas de même pour les mélanges des séries 2 et 3 (fractions 6/10 et 10/14, respectivement), dont les granulométries sont uniformes ; et possèdent donc des densités moins élevées ( $\gamma_d < 2 \text{ g/cm}^3$ ). Or, plus un matériau est à granulométrie uniforme, plus sa porosité est élevée et moins il sera sensible à une variation de teneurs en eau. Il s'ensuit donc une courbe de compactage plate.

En résumé, il est bien clair qu'un matériau ayant une bonne granulométrie sera plus compact, car au cours du compactage, le nombre de points de contact entre grains sera nombreux (Mebtoul, Ould Dris et Guigon, 1991 ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Brunel, 2004 ; Engeland, 2005 ; El Mokhtar, 2005 ; Nurmikolu, 2005), les grains seront mieux réarrangés et on risque moins de voir se produire une ségrégation ou de déplacements de grains. Aussi, faudra-t-il souligner que, quoique la courbe granulométrique est continue, il importe de prendre en considération le paramètre «  $d_{50}$  », qui est la dimension des grains, correspondant à un passant de 50% dans la courbe granulométrique.

Cependant, si un matériau contient de gros éléments en quantité excessive, les grains fins ou de taille inférieure ne suffiront certainement pas à combler les vides laissés par les gros grains. Il en résulte au cours du compactage, le dépôt des éléments fins au fond de la couche ; les gros éléments quant-à-eux, ont tendance à ségréger par classement gravitaire et le matériau devient difficile à serrer.

Toutefois, l'humidification du matériau permet de réduire cette ségrégation, par agglutination des grains fins après les gros.

### ➤ Effet de la géométrie de surface :

La forme des grains n'a pas été traitée dans les expérimentations, tout simplement parce que les agrégats utilisés sont issus de carrières et sont donc des agrégats concassés.

A titre indicatif, selon des expériences menées par plusieurs auteurs (Kurz et Munz, 1975 ; Khay ; Janoo et Bayer II, 2001 ; Cheung et Dawson, 2002 ; Soulié, 2005), il a été constaté que les grains comportant des irrégularités de surface, se mettent difficilement en

place, à cause de leur angle de frottement interne élevé (Breul et Gourvès, 1999 ; Engeland, 2005), qui freine le mouvement des grains, les uns par rapport aux autres et empêche leur bon arrangement, il s'ensuit donc une baisse de la masse volumique sèche.

Les grains de forme sphérique ou arrondie (Brunel, 2004-2005 ; Engeland, 2005 ; Lorino, 2005), se mettent aisément en place, même s'ils laissent des vides entre eux, ces derniers seront comblés de grains fins et la masse volumique sèche sera augmentée. Mais, il se trouve que les grains ayant des surfaces planes s'ajustent parfaitement et acquièrent un bon état de rangement (Arquié et Morel, 1988, tiré de l'expérience de Khay).

Mitchell (1993), a expliqué que la forme des particules et leur position relative, peuvent créer une sorte de cohésion apparente au sein d'un milieu granulaire, sans qu'il ait pour autant attraction physique ou chimique entre les grains. Ce type de cohésion est qualifié d'apparente, car il n'existe pas d'actions cohésives entre les grains, mais on observe une résistance au déplacement relatif des grains, ce qui s'apparente à la cohésion. Cette résistance au déplacement est due à des irrégularités de surface, qui contribue à la cohésion globale, en limitant le mouvement des grains ou des particules, les uns par rapport aux autres.

### ➤ **Effet de la teneur en fines et de leur minéralogie :**

La connaissance du taux de fines dans un matériau donné, ainsi que leur minéralogie, est un facteur de grande importance (Gidel, Hornych, Chauvin, Breysse et Denis, 2001 ; Janoo et Bayer II, 2001) ; car il conditionne le comportement du matériau compacté, vis-à-vis des sollicitations et de l'état hydrique dans lesquels il est soumis.

Il a été constaté qu'un manque de particules fines dans un matériau, conduit à de faibles compacités, dues à la difficulté de serrage pendant le compactage.

De même, une quantité excessive de particules fines conduit à une formation de boue au compactage. En effet, les fines en excès nécessitent un arrosage important et par conséquent, elles peuvent manifester une tendance à se déformer et à se gonfler.

En général, certaines spécifications exigent que le taux de fines doit être compris dans une fourchette maximale de 5 à 15% (Jeuffroy, 1985). Le fuseau de spécification de la norme **NF P 98-129**, impose des teneurs en fines de composition des GNT, comprises entre 8 et 16% (Gidel, 2001). De plus, une étude menée par Gidel, Hornych, Chauvin, Breysse et Denis (2001), sur les déformations permanentes des GNT calcaires, a révélé que la densité sèche est d'autant plus élevée que le matériau est à granulométrie continue et assez riche en fines (entre

6 et 10% de fines, environ), ce résultat est aussi confirmé par El Mokhtar (2005), dans le même cadre d'étude.

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de ces fines particules, sur certaines caractéristiques des matériaux. A titre d'exemple, on peut citer les expériences établies par Konrad et Lemieux (2005), visant à étudier l'influence des particules fines sur la susceptibilité au gel, des fondations routières en agrégats concassés, où l'agrégat utilisé est un granite concassé et les fines additionnées sont de nature granitique et kaolinique.

Du point de vue quantitatif, il a été établi que le potentiel de ségrégation augmente linéairement avec la teneur en fines, jusqu'à ce que les fines forment une matrice dans laquelle les grosses particules sont noyées. Ce phénomène est observé lorsque la teneur en fines est supérieure à 15%.

Du point de vue minéralogique, ce potentiel est d'autant plus important avec la fraction de kaolinite. Dans le même cadre, afin de mettre en évidence le critère de la minéralogie, Brandl (1977, 2000) a établi qu'une teneur relativement élevée de particules fines, est admissible dans le cas des carbonates ou le quartz, alors que les mixtures contenant une large teneur de chlorite, de muscovite, ou de montmorillonite peuvent conduire à de sérieux dommages et réduiront ainsi la portance de la fondation.

Ces résultats sont aussi en accord avec ceux trouvés par Janoo et Bayer II (2001), visant à étudier l'effet de l'angularité des agrégats sur les performances de la couche de fondation.

La représentation graphique de la variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale, en fonction du pourcentage d'ajout, telle que illustrée par les figures : IV.7.a, IV.7.b, IV.8.a, IV.8.b, IV.9.a et IV.9.b, nous conduit aux constatations suivantes :

- La variation de  $w_{opm}$  en fonction de la teneur en fines est un peu aléatoire. Malgré cette dispersion des résultats, on s'aperçoit comme même que  $w_{opm}$  diminue au delà de 15% de fines (calcaires et argileuses). Cette remarque est valable pour les mélanges des séries 2 et 3 (pour les deux types de fines) et pour la série 1-A. Par contre la série 1-C possède des teneurs en eau optimales très proches, qui varient au voisinage de 6%.
- En termes de quantité,  $\gamma_{dopm}$  augmente avec l'augmentation de la teneur en fines, jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur maximale, puis elle diminue. Toutefois, on remarque une chute légère de  $\gamma_{dopm}$  à 5% de fines calcaires, dans la série 1-C, avant

qu'elle atteigne un maximum, ceci est due probablement à une perte de fines pendant le malaxage, ou bien les vides inter-grains ne sont pas entièrement remplis.

Par ailleurs, on constate que les séries 1 et 2 ont les mêmes teneurs optimales de fines : 15% de fines calcaires et 10% de fines argileuses ; sauf pour la série 3, qui accuse une valeur de 20% pour les deux types de fines. Cela est dû peut être à la granulométrie des mélanges ; en effet, la fraction 10/14 mm est riche en éléments de taille assez importante, ce qui a nécessité un pourcentage assez élevé de fines, pour combler les vides ménagés par les gros grains.

- En termes de qualité (ou minéralogie), on constate que les densités optimales obtenues avec les fines argileuses sont légèrement élevées par rapport à celles obtenues avec les fines calcaires. Cette différence est d'ordre de  $0.01 \text{ g/cm}^3$ , pour les séries 1 et 2 et de  $0.003 \text{ g/cm}^3$ , pour la série 3. Ce rapprochement des valeurs de  $\gamma_{dopm}$  est dû peut être à la plasticité moyenne de l'argile et à son activité inerte.

Il découle de ces résultats expérimentaux que non seulement la quantité des fines a une influence sur le comportement des matériaux pendant le compactage, mais c'est surtout leur minéralogie (Yaici, Haddadi et Laradi, 2005).

Certes, les fines calcaires confèrent une certaine cohésion aux mélanges, mais comme celles-ci sont de même nature que les granulats utilisés, les mélanges auront un comportement un peu frottant.

Le rôle de l'argile dans les mélanges est analogue à celui de l'eau dans le compactage classique des sols (courbes présentant des masses volumiques sèches maximales, pour des teneurs en eau optimales).

- Lorsque la proportion d'argile ne dépasse pas une certaine valeur, elle joue en quelque sorte un rôle lubrifiant sur les particules non argileuses, grâce à sa déformabilité et à sa capacité d'adsorption d'eau et en même temps, elle permet de remplir les vides ménagés par les gros grains, pour faire augmenter la compacité du mélange. En revanche, à des taux très élevés le squelette granulaire sera remplacé par les éléments argileux, qui occupent un volume de plus en plus important et dont la masse volumique sèche est relativement faible. On constate que le pouvoir lubrifiant de l'argile sur la fraction granulaire, engendre une nouvelle réorganisation du squelette des grains, qui se traduit par une augmentation de la densité sèche.

- Lorsque les éléments argileux occupent de plus en plus le volume des vides, la densité sèche diminue, ceci se traduit par la dispersion des gros éléments dans le mélange, ce qui aura forcément des conséquences sur son comportement mécanique.

Ces résultats nous amènent à distinguer trois catégories de mélanges :

- Les mélanges à faibles proportions de fines, pour lesquels les vides inter-grains ne sont pas entièrement remplis de particules fines (calcaires ou argileuses). L'existence de contact entre les grains de sable ou de graviers, conduit à un comportement essentiellement frottant (ceci montre la nécessité des essais de cisaillement).
- Les mélanges ayant un pourcentage optimal de fines, pour lesquels la densité sèche est maximale. A ce stade, chaque fraction influe sur le comportement de l'autre et par conséquent, le comportement du mélange est cohérent et frottant à la fois.
- Au delà de la teneur en fines optimale, les grains de sable ou de graviers sont très dispersés et le comportement du squelette est gouverné, en grande partie par la fraction fine.

Pour les mélanges de la série 3 (10/14 + fines), on arrivera sûrement à ces trois types de comportement, si l'on augmente la teneur en fines au delà de 20%.

Il s'avère que la porosité des matériaux ayant une bonne granularité est fortement affectée par la teneur en fines (Côté et Konrad, 2003). Un matériau granulaire pour fondation, ne contenant pas de particules fines, peut être considéré comme constitué uniquement d'un squelette de gros grains, pour lequel un réseau de macropores constitue l'espace où l'eau pourra circuler.

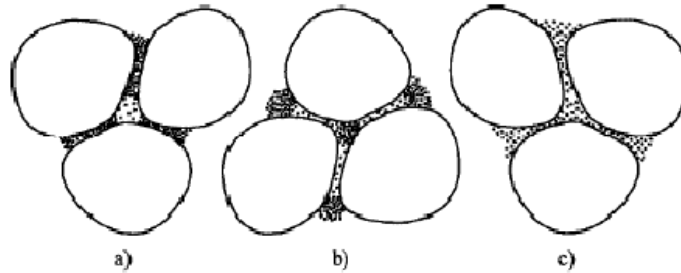
Par addition d'une petite quantité de particules fines, à l'intérieur de ces macropores, réduit l'espace total valable pour l'écoulement de l'eau, ainsi avec l'augmentation de la teneur en fines, l'eau prendra place uniquement à travers la fraction fine, i.e. les pores sont très petits que ceux du squelette sans fines.

La dispersion des particules fines à l'intérieur d'un matériau à granulométrie étalée, peut être représentée par (03) cas principaux (voir figure IV.11) :

- ❖ Les cas (a) et (b) de la figure IV.11, indiquent une dispersion non uniforme des particules à l'intérieur du squelette. En effet, durant le compactage, les particules se densifient dans des régions spécifiques, les pores presque vides (ne contenant pas de

fines), sont formés entre les grains du squelette solide, dans lesquels l'eau peut facilement circuler que dans les autres places, où les fines sont très condensées.

- ❖ Le cas (c) présente le modèle le plus plausible de la dispersion uniforme des particules fines, à l'intérieur du squelette, dans lequel l'eau circule dans le réseau de pores le plus uniformément arrangé, contrôlé par la quantité des particules fines.



**Fig. IV.11 :** *Dispersion des particules fines dans les pores d'un squelette granulaire.*

La figure IV.12 illustre la dispersion uniforme des particules fines, à l'intérieur du squelette formé par l'apport de gros grains. Cette figure présente (04) cas, qui montrent l'effet de la quantité des fines sur le volume des vides, dans le squelette granulaire :

- ❖ Dans le cas 1, le squelette solide sans particules fines est réarrangé à sa densité maximale. En l'absence de fines, qui peuvent s'interférer entre deux particules de taille importante, ces dernières seront en contact direct avec une autre particule. Dans ce cas, le volume des vides dans le squelette est le plus petit possible.
- ❖ Dans le cas 2, la configuration générale des grosses particules reste relativement inchangée de celle obtenue dans le cas 1 ; à cet effet, une petite quantité de fines affecte un peu la compactibilité des gros éléments, qui contribue à une petite augmentation du volume des vides du squelette granulaire.
- ❖ Le cas 3, illustre la quantité critique de fines, qui peut être ajoutée au matériau d'origine, sans causer un changement majeur du volume des vides, dans le squelette.
- ❖ Le cas 4, montre que la porosité de la fraction fine atteint sa valeur minimale ; avec l'augmentation de la teneur en particules fines, il résulte une augmentation significative du volume total du sol, qui conduit à une diminution significative de la densité sèche. En effet, les particules fines en excès forment une matrice, dans laquelle les particules plus grosses sont noyées et ne se touchent pratiquement pas.



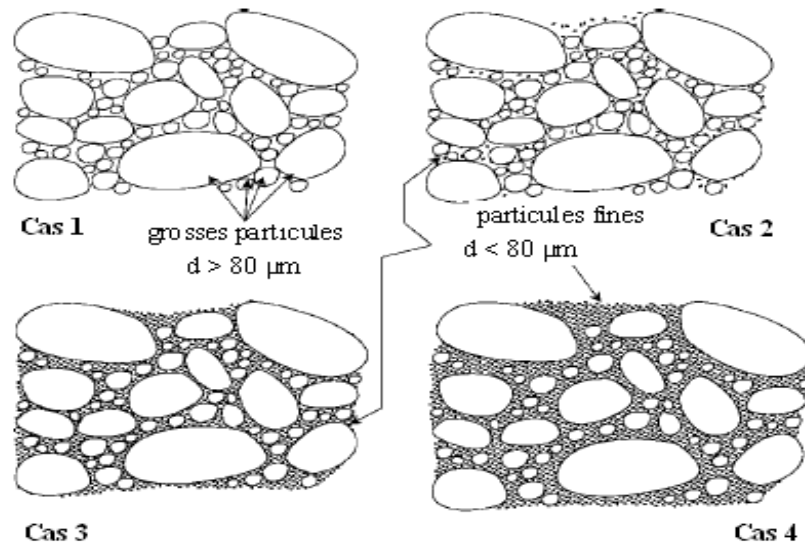


Fig. IV.12 : Volume des vides dans le squelette granulaire en relation avec la teneur en fines.

#### IV. 4.4 Evolution de la granulométrie des mélanges compactés et influence de l'écrasement des grains :

Afin de montrer l'évolution granulométrique des matériaux pendant le compactage, des analyses granulométriques ont été effectuées sur les mélanges compactés à leur teneur en eau optimale. Les étalements granulométriques correspondant à chacune des séries d'essais sont présentés par les figures : fig. IV.13.a, fig. IV.13.b, fig. IV.14.a, fig. IV.14.b, fig. IV.15.a et fig. IV.15.b (les tableaux de valeurs sont portés dans l'annexe III, à partir du tableau III.2 au tableau III.10).

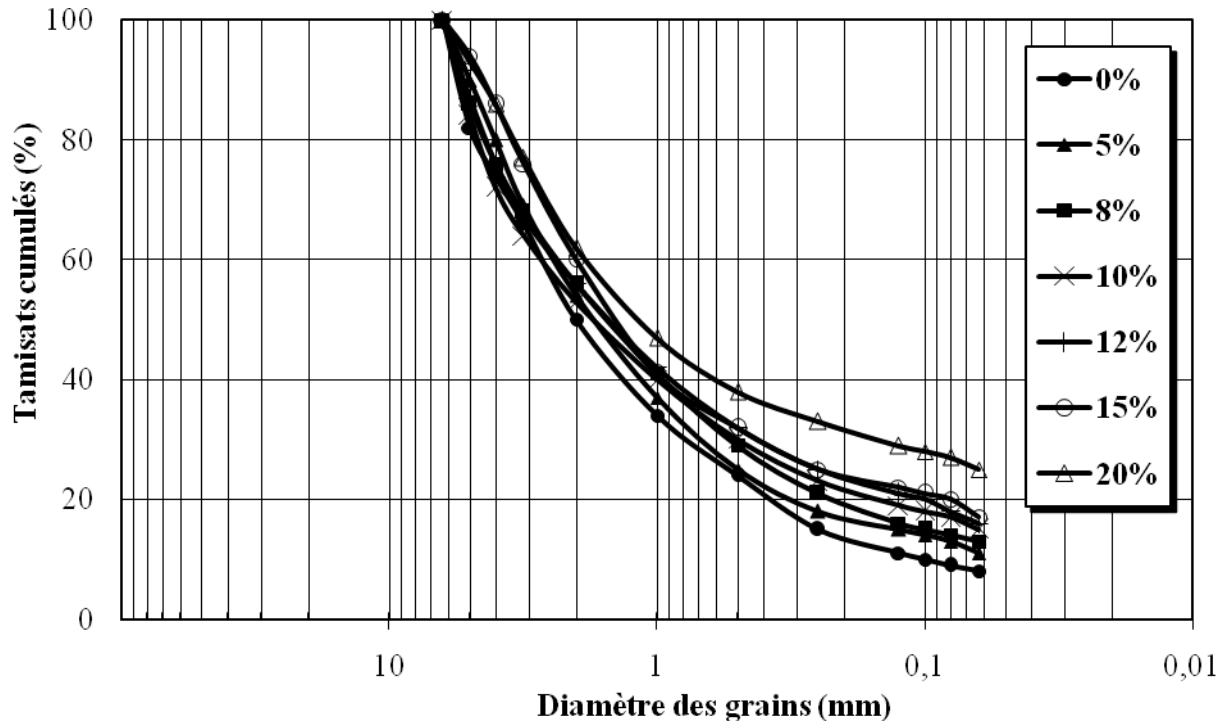


Fig. IV.13.a : Etallements granulométriques des échantillons de la classe 0/6, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

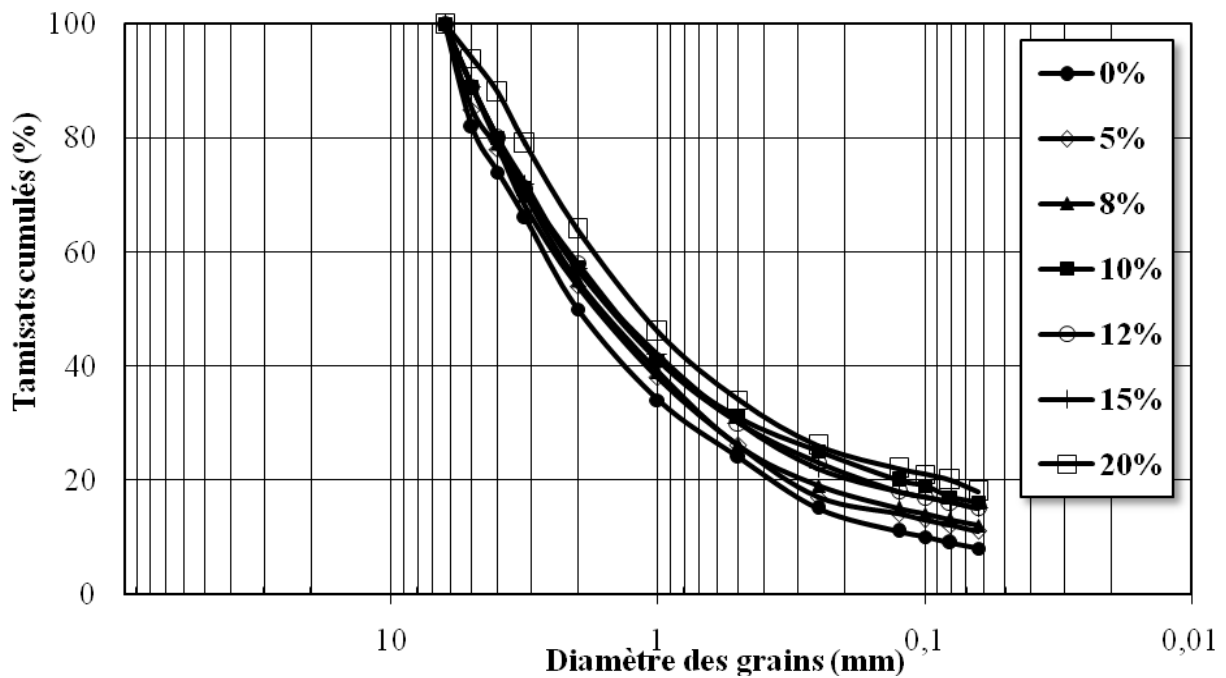


Fig. IV.13.b : Etallements granulométriques des échantillons de la classe 0/6, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

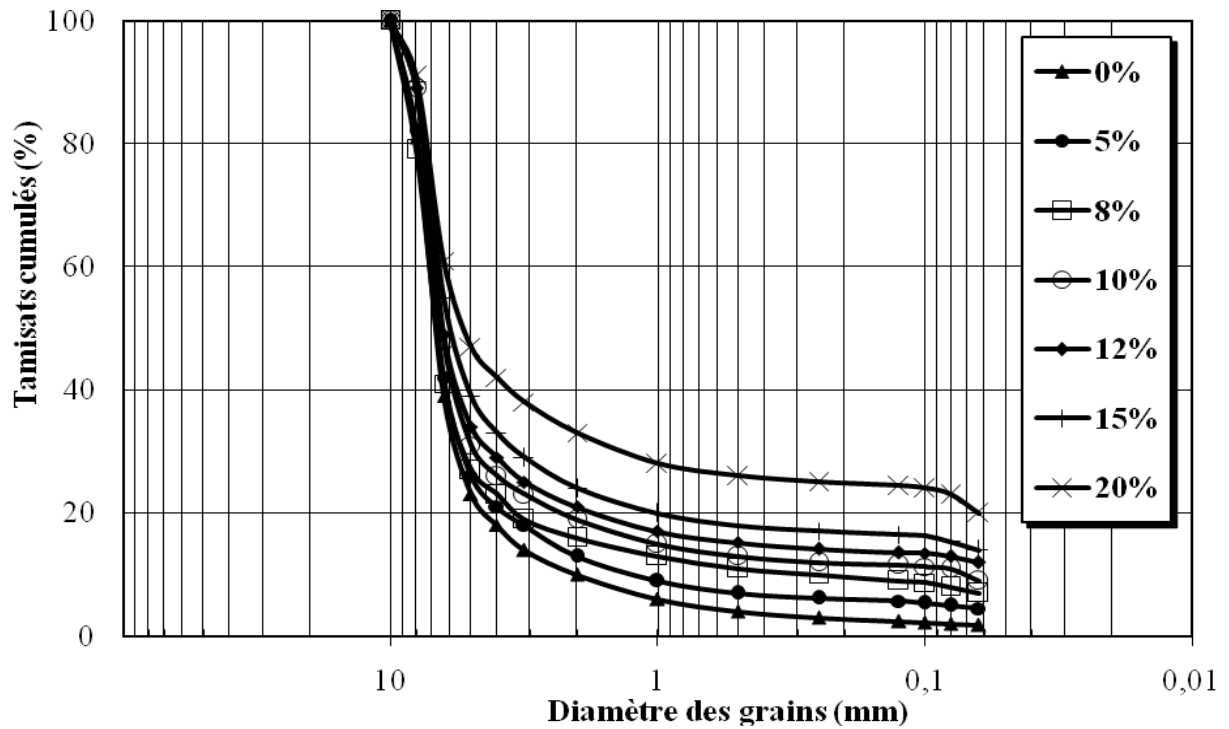


Fig. IV.14.a : Etallements granulométriques des échantillons de la classe 6/10, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

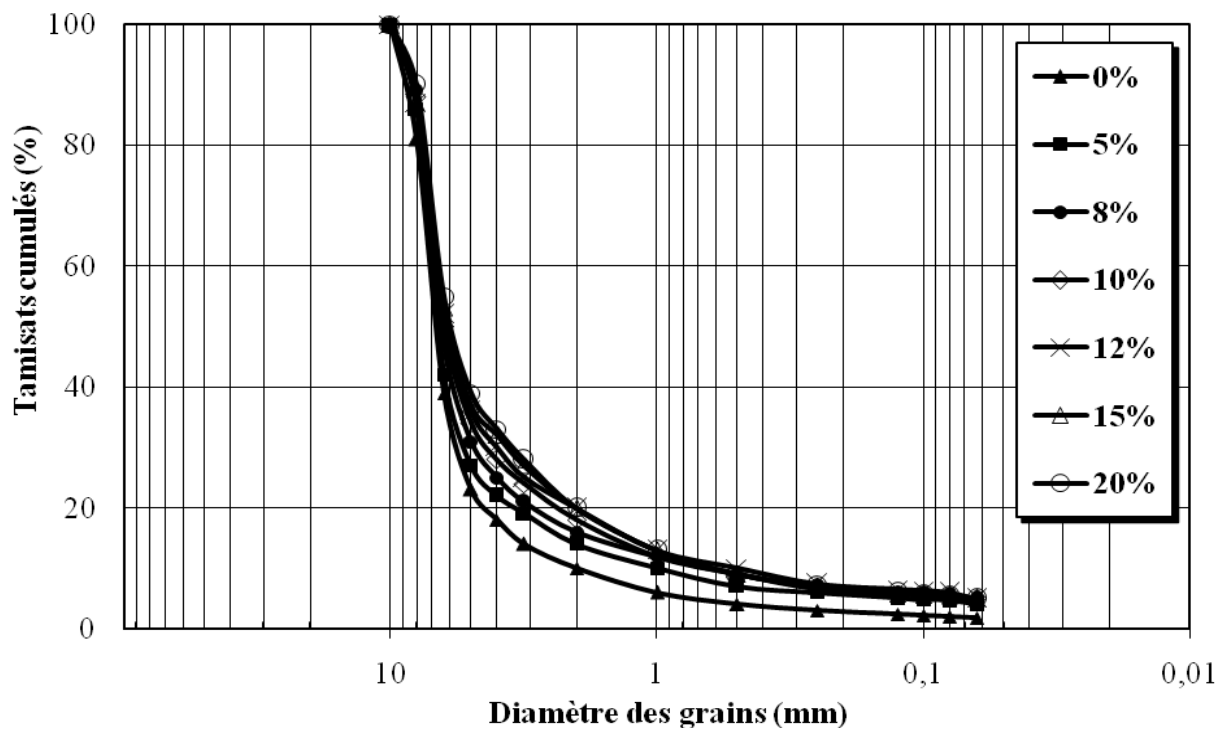


Fig. IV.14.b : Etallements granulométriques des échantillons de la classe 6/10, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

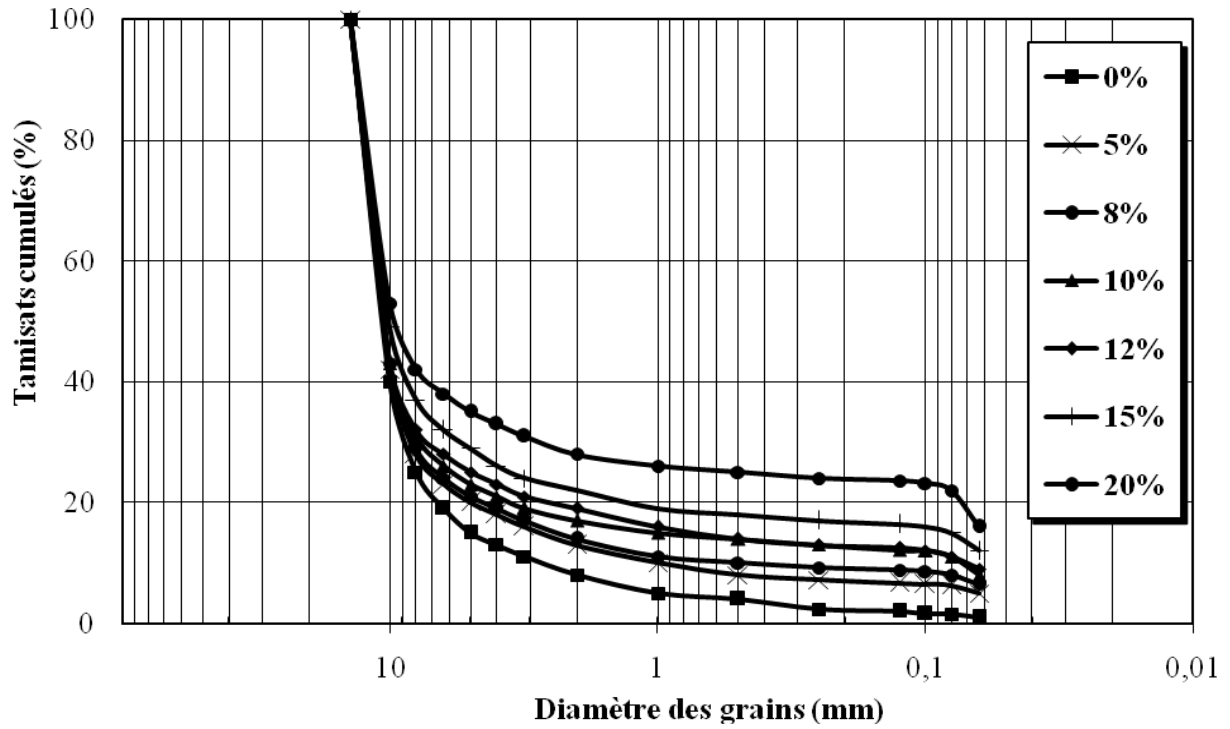


Fig. IV.15.a : Etallements granulométriques des échantillons de la classe 10/14, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

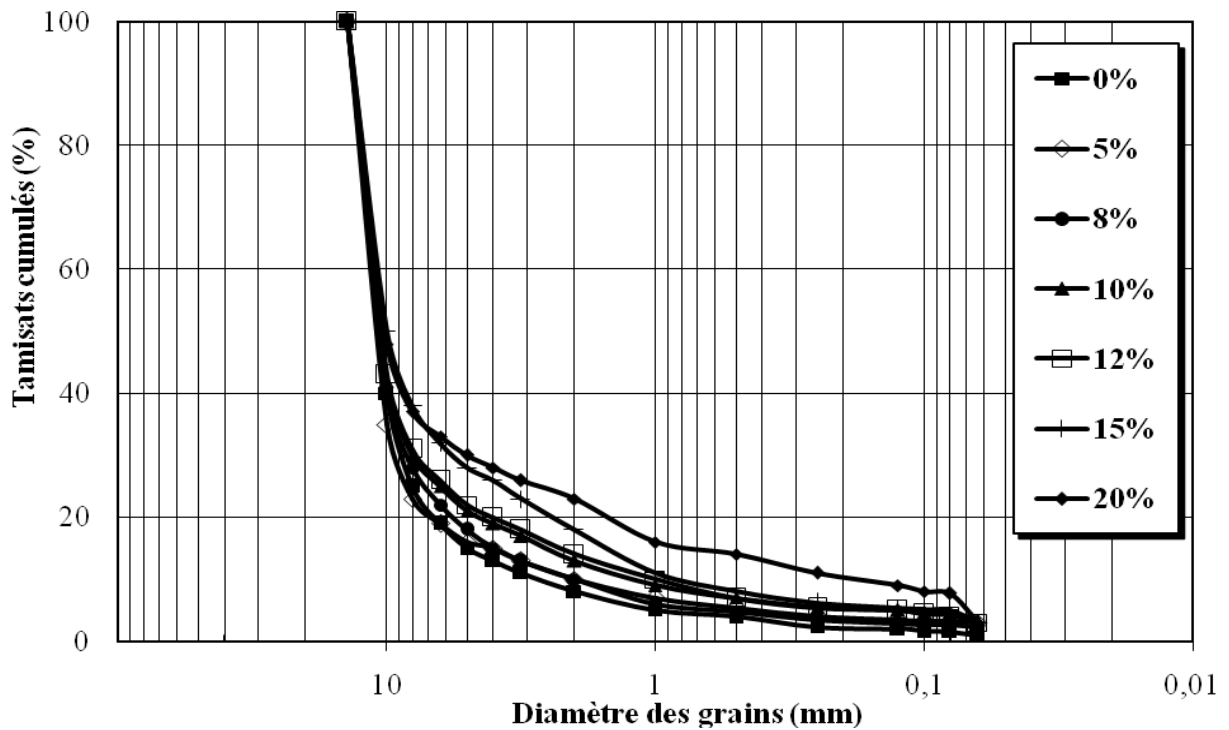


Fig. IV.15.b : Etallements granulométriques des échantillons de la classe 10/14, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

Les courbes ainsi obtenues, montrent que la taille des grains des mélanges a évolué pendant le compactage et révèlent aussi une légère production de fines, qui varie selon la fraction granulaire compactée.

Si l'on compare les courbes granulométriques des échantillons compactés sans ajout de fines, à celles des échantillons de référence (classes granulaires : 0/6, 6/10 et 10/14), on constate une augmentation de la teneur en fines de 3% pour la fraction granulaire 0/6 (qui passe de 6% avant compactage à 9% après compactage). Les classes granulaires 6/10 et 10/14 qui ne contiennent pas de fines à l'origine, possèdent respectivement 2 et 1.5% de fines après compactage. Ces quantités sont peut être insignifiantes, mais permettent en outre de mettre en évidence l'écrasement des grains et la production de fines pendant le compactage.

Ce changement de la structure granulaire des mélanges compactés, trouve son explication par le fait : que sous les efforts de compactage, les grains s'écrasent et se fragmentent en une multitude de grains de toutes dimensions et s'usent par attrition (frottement de grain à grain) pour donner des particules très fines (poussiéreuses).

Selon des études puisées dans la littérature (Gidel, 2001 ; Melbouci, 2005), cet écrasement est d'autant plus important si les grains sont en contact avec de l'eau et si l'énergie de compactage est élevée.

Notamment, l'importance de cet écrasement dépend essentiellement de la minéralogie, de la forme et de la taille des grains (Cambou, 1972 ; Biarez et Hicher, 1997 ; Melbouci, 2005). On entend par minéralogie, la nature pétrographique des matériaux : si ces derniers proviennent d'une roche dure et saine (non altérable), l'effet de l'eau et des contraintes sur le degré d'écrasement sera faible ; par contre si la roche est fragile et fissurée (cas des schistes argileux, par exemple), les matériaux seront facilement dégradables, surtout en présence de l'eau.

Il s'ensuit que les grains ayant une forme polie et arrondie sont assez durs (cas des sables roulés), ce qui leur permettent de reprendre de grands efforts sans pour autant s'écraser. Les grains concassés, qui présentent des aspérités à leur surface, sont fragiles et se fragmentent même sous de faibles contraintes.

L'examen des courbes granulométriques (figures VI.14.a, VI.14.b, VI.15.a et VI.15.b) a révélé que les grains de taille importante (correspondant respectivement aux classes granulaires 6/10 et 10/14), subissent un écrasement plus important par rapport à ceux de la classe 0/6 (figures VI.13.a et VI.13.b), qui sont petits et donc plus résistants.

Par ailleurs, on constate que ces étalements granulométriques, qui traduisent l'écrasement des grains, contribuent à une augmentation de la masse volumique sèche, due à une nouvelle réorganisation des grains qui, grâce à leur enchevêtrement et glissement, mène vers des structures granulaires, dont les indices des vides sont les plus petits possibles (Na, Choa, Teh et Chang, 2005).

Cependant, en se référant aux modes de rupture des grains, présentés déjà au chapitre I (§ I.4.3), et en s'appuyant sur les caractéristiques des granulats utilisés dans la présente étude, on peut conclure que l'écrasement des grains se produit en parallèle selon les trois modes donnés par Guyon et Troadec (fracture, écaillage et abrasion) ; ainsi que les catégories de rupture, présentées par Ramamurthy (1966) concernant la rupture des aspérités, expliquée par Tabor, en 1956 (d'après, Melbouci, 2002), la rupture des angularités et le cisaillement des aspérités. Ces modes de rupture ont été retenus, en faisant référence aux caractéristiques des granulats étudiés, sachant que ces derniers sont extraits de carrières (matériaux concassés, donc anguleux et présentant des irrégularités à leur surface) et présentant de bonnes performances mécaniques (vis-à-vis de l'altérabilité, dégradabilité, fragmentabilité et sous les efforts du compactage).

**IV .4.5 Quantification de la rupture des grains**

Pour quantifier le degré d'écrasement des grains, nous avons déterminé pour chaque mélange compacté (correspondant aux séries d'essais 1, 2 et 3) le coefficient  $Cu$  (défini déjà au chapitre III). Les tableaux : IV.7, IV.8 et IV.9 donnent les différentes valeurs de ce paramètre, en fonction de la teneur en fines, lesquelles nous avons attribué à chacune d'elle la valeur de la teneur en eau optimale correspondante. De même, nous avons tracé les courbes d'évolution de  $Cu$  en fonction de la teneur en fines. Celles-ci sont illustrées dans l'annexe III, par les figures : III.1 et III.2.

**Tableau IV.7 : Valeurs des paramètres  $Cu$  et  $w_{opm}$  de la fraction granulaire 0/6, compactée à différentes teneurs en fines.**

Teneur en fines (%)		0	5	8	10	12	15	20	
Nature des fines	calcaire	$Cu$	25	50	80	144.44	147.06	181.82	380
		$w_{opm}$	5.93	5.70	5.93	4.25	6.10	5.95	6.07
	argileuse	$Cu$	25	44.44	100	132.35	160.71	187.50	360
		$w_{opm}$	5.93	5.90	4.43	6.06	6.03	6.03	4.10

## Chapitre IV : Etude de la compactabilité des mélanges

**Tableau IV.8 :** Valeurs des paramètres  $C_u$  et  $w_{opt}$  de la fraction granulaire 6/10, compactée à différentes teneurs en fines.

Teneur en fines (%)			0	5	8	10	12	15	20
Nature des fines	calcaire	$C_u$	3.70	5.83	30	100	250	361.11	450
		$w_{opt}$	1.63	1.84	3.56	3.99	4.05	3.86	3.81
	argileuse	$C_u$	3.70	7.50	11.08	11.66	14	10.97	10.46
		$w_{opt}$	1.63	3.75	4.16	4.15	4.36	4.36	2.68

**Tableau IV.9 :** Valeurs des paramètres  $C_u$  et  $w_{opt}$  de la fraction granulaire 10/14, compactée à différentes teneurs en fines.

Teneur en fines (%)			0	5	8	10	12	15	20
Nature des fines	calcaire	$C_u$	3.93	11.80	22	160	160	300	366.67
		$w_{opt}$	1.60	1.91	2.10	7.36	6.16	7.68	2.11
	argileuse	$C_u$	3.93	6	6	10	12	14.75	60
		$w_{opt}$	1.60	6.31	4.00	5.42	4.19	4.63	4.00

D'autre part, nous avons estimé le degré de perméabilité des mélanges compactés, correspondant à chaque série d'essais, par application de la relation (I.4), donnée par Lade et Yamamura (1996) ; ayant pour expression :

$$k = 100.(D_{10})^2$$

Cette expression est déjà définie au chapitre I (voir § I.4.2.1).

Les résultats obtenus sont mentionnés à partir du tableau IV.10 au tableau IV.12 :

**Tableau IV.10 :** Valeurs des coefficients de perméabilité des mélanges compactés de la série1.

Teneur en fines (%)			0	5	8	10	12	15	20
Nature des fines	calcaire	$D_{10}$	0.100	0.063	0.030	0.018	0.017	0.011	0.005
		$k$	$10^{-6}$	$3.97.10^{-7}$	$9.10^{-8}$	$3.24.10^{-8}$	$2.89.10^{-8}$	$1.21.10^{-8}$	$2.5.10^{-9}$
	argileuse	$D_{10}$	0.100	0.063	0.025	0.017	0.014	0.012	0.005
		$k$	$10^{-6}$	$3.97.10^{-7}$	$6.25.10^{-8}$	$2.89.10^{-8}$	$1.96.10^{-8}$	$1.44.10^{-8}$	$2.5.10^{-9}$

**Tableau IV.11 : Valeurs des coefficients de perméabilité des mélanges compactés de la série2.**

Teneur en fines (%)			0	5	8	10	12	15	20
Nature des fines	calcaire	D <sub>10</sub>	2.00	1.200	0.250	0.070	0.030	0.018	0.014
		k	4.10 <sup>-4</sup>	1.44.10 <sup>-4</sup>	6.25.10 <sup>-6</sup>	4.9.10 <sup>-7</sup>	9.10 <sup>-8</sup>	3.24.10 <sup>-8</sup>	1.96.10 <sup>-8</sup>
	argileuse	D <sub>10</sub>	2.00	1.00	0.65	0.60	0.50	0.62	0.65
		k	4.10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-4</sup>	4.23.10 <sup>-5</sup>	3.60.10 <sup>-5</sup>	2.50.10 <sup>-5</sup>	3.84.10 <sup>-5</sup>	4.23.10 <sup>-5</sup>

**Tableau IV.12 : Valeurs des coefficients de perméabilité des mélanges compactés de la série3.**

Teneur en fines (%)			0	5	8	10	12	15	20
Nature des fines	calcaire	D <sub>10</sub>	3.00	1.00	0.50	0.075	0.075	0.040	0.030
		k	9.10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-4</sup>	2.50.10 <sup>-5</sup>	5.63.10 <sup>-7</sup>	5.63.10 <sup>-7</sup>	1.60.10 <sup>-7</sup>	9.10 <sup>-8</sup>
	argileuse	D <sub>10</sub>	3.00	2.00	2.00	1.20	1.00	0.80	0.20
		k	9.10 <sup>-4</sup>	4.10 <sup>-4</sup>	4.10 <sup>-4</sup>	1.44.10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-4</sup>	6.40.10 <sup>-5</sup>	4.10 <sup>-6</sup>

Tel que :  $D_{10}$  : diamètre correspond à 10% de passant, exprimé en mm ;

$k$  : coefficient de perméabilité, exprimé en m/s.

❖ **Interprétation :**

Malgré la dispersion des résultats, on observe que  $C_u$  augmente avec la taille des grains. Il est d'autant plus important dans le cas des mélanges des séries d'essais 2 et 3 ; ceci est dû d'une part, à la taille importante des grains et d'autre part, à la granulométrie initiale serrée de ces mélanges, qui favorise la rupture des grains (B. Melbouci, 2002 et 2005). On constate aussi que,  $C_u$  est proportionnel à la teneur en fines.

En ce qui concerne la perméabilité, on déduit que celle-ci est d'autant plus faible, que la teneur en fines est élevée et que la granulométrie est étalée. D'ailleurs, cette observation est nettement visible sur les mélanges granulaires de la série 1 ; et ayant été compactés par



adjonction de particules fines argileuses. Cette chute de la perméabilité trouve certainement, son explication, au fait que le volume des vides initial du matériau est rempli par les particules fines et cela réduit considérablement les différents chemins d'écoulement qui existaient auparavant. Il se trouve aussi, que si l'on continue à augmenter la teneur en fines, la perméabilité des mélanges tend à se stabiliser, car tous les vides existants seront presque totalement occupés, par les particules fines (Louafi, 1997 ; Boussaid, 2005).

De nombreuses études ont démontré l'influence des particules fines sur le coefficient de perméabilité, parmi lesquelles on peut citer celle de Han (1998), pour les mélanges sable-bentonite, Al-Shayea (2001), pour les mélanges sable-argile naturelles et celle de Boussaid (2005), pour les mélanges sable-kaolinite. Toutes ces études ont révélé la réduction du coefficient de perméabilité, avec l'augmentation du taux d'argile. Aussi, nous citons l'étude réalisée par A. Saadi, Couradin et Didier (2005), qui consiste à améliorer les performances hydrauliques d'un sable, destiné à reconstituer une barrière étanche d'un centre de stockage, par ajout d'une kaolinite ou d'une bentonite, en vue de réduire sa perméabilité.

En effet, la perméabilité du sol à l'eau est affectée par la forme des grains, leur grosseur, la structure du sol, sa constitution pétrographique, la porosité ou l'indice des vides, le degré de saturation, le gradient hydraulique, le diamètre effectif des pores qui influence la hauteur d'ascension capillaire, le cheminement des vides à travers le sol, la température et les caractéristiques propres au fluide telles que densité et viscosité (Holtz et Kovacs, 1991 ; Berga, 2003 ; Côté et Konrad, 2003).

Côté et Konrad (2003), ont réalisé une étude au laboratoire, visant à étudier l'influence des particules fines sur les caractéristiques hydrauliques des couches de fondation granulaires. L'étude est réalisée sur trois types d'agrégats concassés, à granulométrie étalée (granite, calcaire et schiste), avec différentes quantités de particules fines (allant de 3.5 à 12.5%). Ces deux auteurs ont constaté qu'une augmentation de la porosité et une diminution de la teneur en fines conduisent à une augmentation de la perméabilité. Généralement, les matériaux granulaires compactés sont dans un état insaturé, c'est-à-dire composés de trois phases : gaz (air), liquide (eau) et solide (squelette). Dans ce cas, la perméabilité est considérablement affectée, par une diminution de la matrice de succion, ou par une diminution du degré de saturation.

Ces mêmes auteurs ont révélé que, la minéralogie du matériau influe sur les conditions du compactage et sur les valeurs de la perméabilité des agrégats concassés. Il a été observé que les échantillons de granite concassé possèdent systématiquement, les valeurs les plus élevées

de porosité et de perméabilité, alors que ceux de calcaire concassé ont les plus faibles valeurs. La figure IV.16 ci-dessous, montre l'influence de la porosité et de la teneur en fines, sur la perméabilité de ces matériaux étudiés :

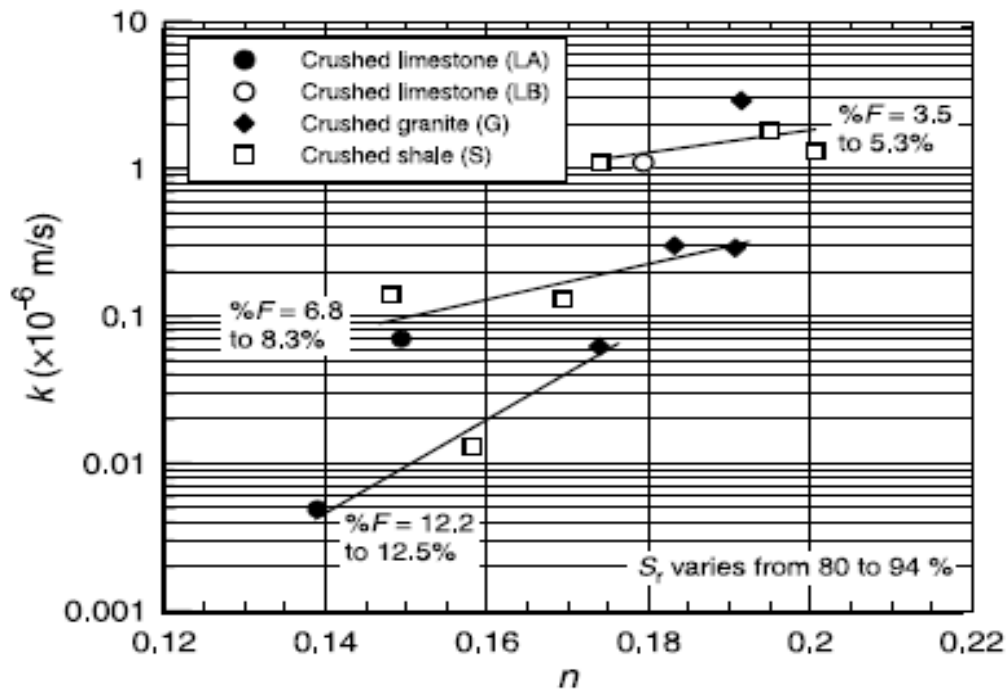


Fig. IV.16 : Influence de la porosité et de la teneur en fines sur la perméabilité mesurée (d'après Côté et Konrad, 2003).

### Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié essentiellement l'aptitude au compactage des matériaux granulaires issus des classes 0/6, 6/10 et 10/14, auxquels nous avons additionné différents pourcentages pondéraux de particules fines calcaires et argileuses. L'étude est ensuite suivie par des analyses granulométriques, en vue de suivre l'évolution de la granularité des mélanges compactés.

Les principales conclusions tirées par ces expérimentations sont comme suit :

- La densité sèche maximale augmente avec la teneur en fines, tandis que la teneur en eau optimale diminue, ceci est dû au rôle lubrifiant des particules fines, qui facilitent le glissement entre les gros granulats, leur permettant ainsi d'atteindre un niveau de rangement le mieux adapté ;

- La granulométrie initiale des mélanges a un effet considérable sur les caractéristiques physiques du compactage, d'où les densités élevées obtenues pour la classe 0/6, par rapport à celles des classes 6/10 et 10/14 ;
- Pendant le compactage la taille des grains évolue et il y a systématiquement une production de fines. Cette évolution de la granulométrie est d'autant plus élevée lorsque la taille des grains est importante (cas correspondant respectivement aux classes granulaires 6/10 et 10/14) ;
- La perméabilité des mélanges compactés diminue avec l'augmentation de la teneur en fines et pour une granulométrie initiale étalée ;
- Les essais Proctor effectués, ont montré que les teneurs en fines optimales, (donnant les densités sèches les plus élevées), varient en fonction de la classe granulaire compactée et selon le type d'ajout additionné. Il a été constaté que les classes granulaires 0/6 et 6/10 ont les mêmes teneurs optimales de fines : 15% de fines calcaires et 10% de fines argileuses, par contre la classe 10/14 nécessite 20% de fines calcaires et argileuses.

Toutefois, ces pourcentages optimaux de fines ne peuvent pas être retenus sans que l'étude ne soit complétée par des essais de poinçonnement CBR, qui détermineront les mélanges ayant les quantités de fines optimales, pour lesquels les résistances sont maximales, car le comportement d'un matériau diffère selon qu'il soit dans une zone aride (climat sec) ou humide. D'où la nécessité d'étudier le compactage à sec.

**CHAPITRE V :**  
**ÉTUDE DE LA PORTANCE ET**  
**DIMENSIONNEMENT DE L'ASSISE**

## **CHAPITRE V :**

# **ETUDE DE LA PORTANCE ET DIMENSIONNEMENT DE L'ASSISE**

### **V.1 Etude de la portance des mélanges compactés**

#### **Introduction :**

Dans les travaux routiers, on cherchait souvent une portance assez suffisante du sol support et des couches de chaussées, pour laquelle on ne peut admettre que de faibles déformations. Cette portance est définie comme étant l'aptitude du matériau à supporter une charge donnée, sans se déformer. Elle dépend considérablement des caractéristiques d'état du matériau (teneur en eau, densité sèche et degré de saturation) et notamment des aléas des conditions hydriques et de mise en œuvre.

En laboratoire, on adopte l'essai **CBR** (*Californian Bearing Ratio*), comme un moyen d'appréciation des qualités routières d'un matériau. Il est utilisé avec bénéfice, pour caractériser à la fois, la stabilité mécanique et la tenue à l'eau des matériaux pour corps de chaussées.

L'essai **CBR** (**NF P94-078**) permet la détermination des indices suivants :

- Indice Portant Immédiat (**IPI**) ;
- Indice CBR immédiat (**I.CBR** immédiat) ;
- Indice CBR après immersion (**I.CBR** immersion).

Ces indices sont des grandeurs adimensionnelles, utilisés pour le dimensionnement des structures de chaussées. Par définition :

- I.CBR immédiat et I.CBR immersion : grandeurs utilisées pour caractériser un sol ou un matériau élaboré, en tant que support ou constituant d'une structure de chaussée ;
- IPI : grandeur utilisée pour évaluer l'aptitude d'un sol ou d'un matériau élaboré, à supporter la circulation des engins de chantiers.

### V.1.1 Objet :

Après avoir déterminé les caractéristiques à l'OPM des échantillons compactés à différentes teneurs en fines, on cherche dans ce présent chapitre, à évaluer la portance de ces mélanges, à travers une étude CBR, qui consiste en la détermination des indices CBR immédiat et après 4 jours d'imbibition dans l'eau.

Cette notion d'indice portant CBR est essentiellement empirique, elle permet d'évaluer les épaisseurs qui doivent constituer les assises de chaussées, en fonction de la contrainte que doivent supporter celles-ci, pendant leur durée de vie de service.

### V.1.2 Méthodologie :

Pour étudier l'évolution de la portance des mélanges à différents dosages de fines, nous avons procédé de la manière suivante :

- Pour la détermination de I.CBR immédiat, deux échantillons ont été compactés à l'énergie Proctor modifié, conformément à la norme **NF P94-093**, l'un à teneur en eau  $w_{opm}$  et l'autre à sec ( $w = 0$ ) ;
- Pour la détermination de I.CBR immersion, un échantillon a été compacté à sec, à l'énergie Proctor modifié et trois autres à teneur en eau  $w_{opm}$ , suivant trois énergies de compactage : 55,25 et 10 c/c.

Ces échantillons ont été par la suite, immergés dans un bac d'eau pendant 4 jours, tout en prenant soin de suivre l'évolution de la hauteur des éprouvettes pendant ce temps de conservation.

Ces essais sont effectués conformément à la norme **NF P94-078**. On trouvera ci-après, les modalités d'exécution des essais CBR.

### V.1.3 Principe et mode opératoire :

L'essai CBR est un essai de poinçonnement, qui consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique (de 19.3 cm<sup>2</sup> de section), pour le faire pénétrer à vitesse constante (de 1.27 mm/mn), dans une éprouvette de matériau compactée. Les valeurs particulières des deux forces, ayant provoqué les deux enfoncements conventionnels de 2.5 et 5 mm, sont respectivement rapportées aux valeurs de 13.35 et 20 KN. Ces forces sont observées sur un matériau de référence, pour les mêmes enfoncements. Par convention, l'indice recherché est la plus grande valeur des deux rapports suivants :

$$\frac{\text{Effort de pénétration à } 2.5\text{mm d'enfoncement (en.KN)}}{13.35} \cdot 100 \quad (\text{V.1})$$

$$\frac{\text{Effort de pénétration à } 5\text{mm d'enfoncement (en.KN)}}{20} \cdot 100$$

La capacité portante du matériau est d'autant meilleure que l'indice CBR est élevé.

#### **V.1.4 Appareillage :**

- Matériel de confection des éprouvettes (décrit dans la norme **NF P94-093**) ;
- Matériel de poinçonnement (décrit dans la norme **NF P94-078**) ;
- Matériel de mise en immersion (décrit dans la norme **NF P94-078**).

#### **V.1.5 Exécution de l'essai :**

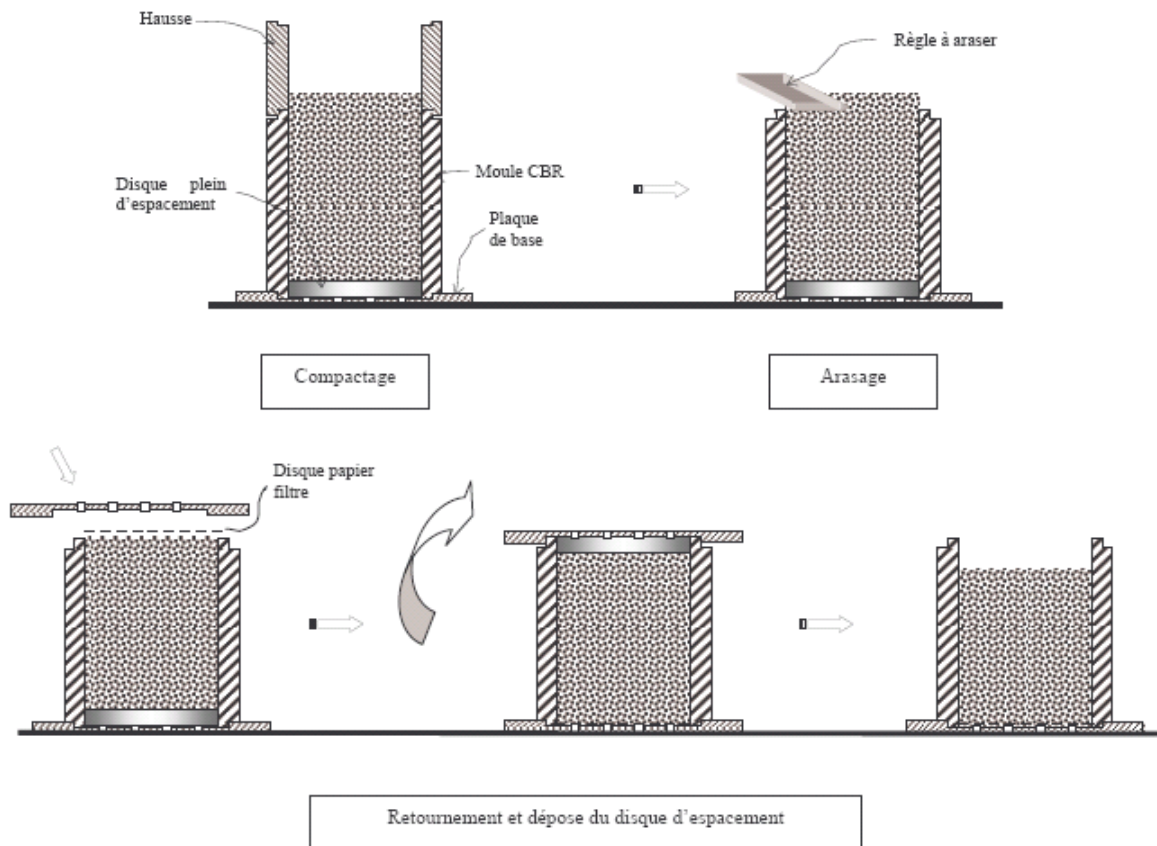
##### **V.1.5.1 Confection des éprouvettes :**

- Tout d'abord, il convient de choisir les différents ensembles de conditions d'état du matériau (teneur en eau, densité sèche, état de saturation), pour lesquels on veut réaliser l'essai ;
- ensuite, on prépare et on compacte le matériau selon les modalités de l'essai Proctor modifié, décrites dans la norme **NF P94-093** ;
- le moule contenant l'éprouvette est désolidarisé de sa plaque de base, puis retourné pour que la face supérieure de l'éprouvette se retrouve en contact avec l'embase. Celle-ci est à nouveau solidarisée avec le moule. Ensuite, on procède à l'extraction du disque d'espacement (voir fig. V.1);
- enfin, selon l'indice recherché, on procède soit au poinçonnement des éprouvettes (cas d'un poinçonnement immédiat), soit à la mise en immersion.

Dans le cas où l'on cherche à déterminer l'indice CBR immersion : après avoir préparé le matériau selon les conditions du Proctor modifié ( $w_{opm}$  et  $\gamma_{dopm}$ ), on compacte trois éprouvettes avec les énergies suivantes :

- énergie Proctor modifié (55 c/c), correspondant théoriquement à 100% de  $\gamma_{dopm}$  ;
- énergie Proctor normal (25 c/c), correspondant théoriquement à 95% de  $\gamma_{dopm}$  ;

- énergie réduite à 10 c/c, correspondant théoriquement à 90% de  $\gamma_{dopm}$ .



**Fig. V.1 :** Exécution de l'essai CBR.

### V.1.5.2 Mise en immersion et mesure du gonflement :

Compte tenu des conditions climatiques que l'on peut rencontrer dans la pratique, il est indispensable de faire subir aux échantillons compactés une imbibition, lors de l'étude CBR. Cette opération est nécessaire, car elle permet de placer le matériau dans les plus mauvaises conditions hygrométriques.

L'imbibition consiste dans le cas général, à faire immerger les éprouvettes compactées, dans un bac d'eau pendant quatre jours (96 heures  $\pm$  2h), ces éprouvettes seront munies de surcharges annulaires et d'un dispositif de mesure du gonflement (décrit dans la norme **NF P94-078**). La figure ci-après en est une illustration (fig. V.2) :



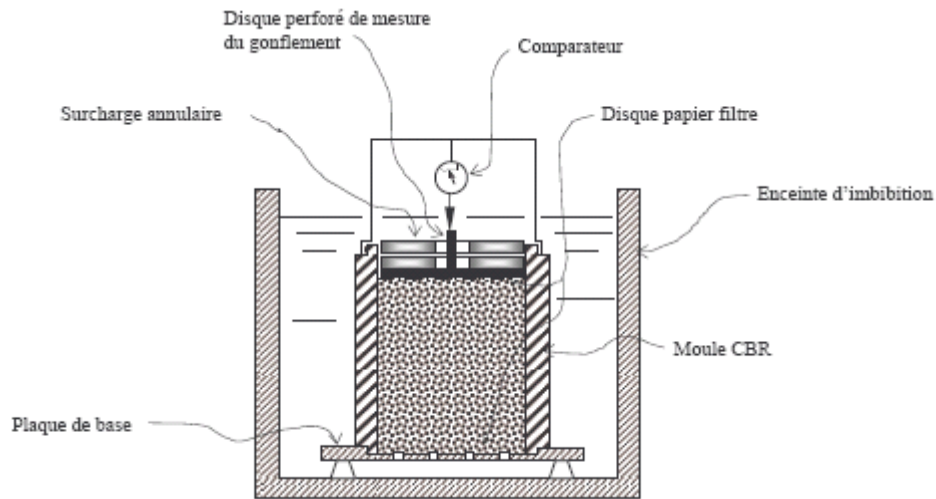


Fig. V.2 : Immersion et mesure du gonflement.

### V.1.5.3 Exécution du poinçonnement :

Les modalités d'exécution du poinçonnement diffèrent selon que l'on cherche I.CBR immédiat ou I.CBR immersion : dans le cas où l'on détermine I.CBR immédiat, le poinçonnement se fait sans utilisation de surcharges annulaires. Par contre, si l'on veut déterminer I.CBR immersion, avant d'exécuter le poinçonnement, on interpose deux surcharges, dont le poids correspond à la contrainte apportée par la chaussée.

Dans tous les cas, lors du poinçonnement on prélève simultanément les mesures de l'enfoncement et de la force exercée (sans arrêter le poinçonnement). Ces forces correspondent aux enfoncements suivants : 0.625, 1.25, 2, 2.5, 5, 7.5 et 10 mm. La figure V.3, ci-après, montre comment on exécute le poinçonnement.

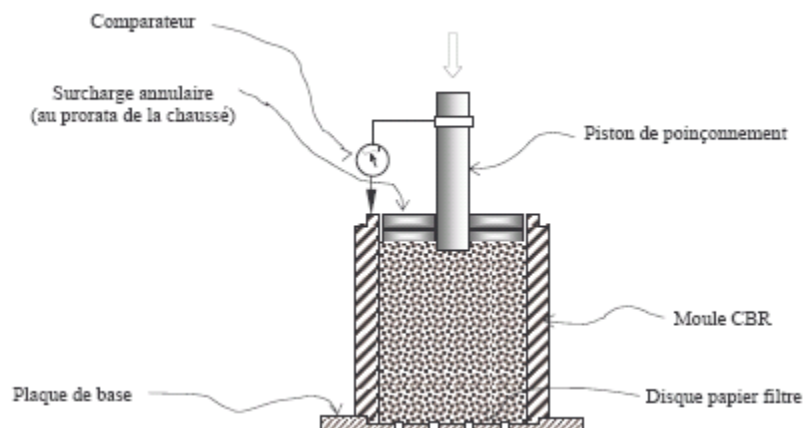


Fig. V.3 : Exécution du poinçonnement.

### **Remarque :**

1. *la mise en œuvre de ces essais est longue et fastidieuse, pour cela nous n'avons pas procédé à la détermination des indices CBR, correspondant à toutes les teneurs en eau de compactage (c'est-à-dire les teneurs en eau ayant servi à l'exécution des essais Proctor modifié), donc on ne pourra pas suivre la variation de  $I.CBR$  en fonction de la variation de  $w$  ;*
2. *le compactage à sec de l'échantillon, permet de voir si les particules fines incorporées, ne provoquent pas de gonflement pendant la mise en immersion ;*
3. *les essais de compactage demandent d'importantes quantités de matériaux, et suite à l'insuffisance de ces quantités, nous avons réutilisé le matériau issu du 1<sup>er</sup> compactage (matériau ayant servi à l'étude Proctor modifié), pour les séries d'essais 3-C et 3-A, ayant comme fuseaux granulométriques, les courbes illustrées par les figures IV.6.a et IV.6.b.*

*Il en est de même pour les échantillons des séries d'essais 2-C et 2-A, qui sont des mélanges composés de matériaux compactés et non compactés, à proportions égales. Leur granulométrie est illustrée dans l'annexe IV, par les figures IV.1 et IV.2.*

### **V.1.6 Présentation des résultats :**

Les résultats expérimentaux ainsi obtenus, ont permis de tracer les courbes d'évolution de  $I.CBR$  en fonction du pourcentage d'ajout de fines calcaires ou argileuses, présentées à partir de la figure V.4.a à la figure V.9.b.

Les valeurs des indices  $I.CBR$  immédiat et  $I.CBR$  immersion, obtenues pour chaque mélange étudié, sont présentées dans l'annexe IV, à partir du tableau IV.1.a au tableau IV.3.b.

On trouvera aussi, dans le même annexe, pour tous les mélanges compactés, les courbes d'évolution de  $I.CBR$  immersion, en fonction de l'énergie de compactage, qui sont illustrées à partir de la figure IV.3 à la figure IV.8 et ayant pour valeurs, celles désignées à partir du tableau IV.4 au tableau IV.9.

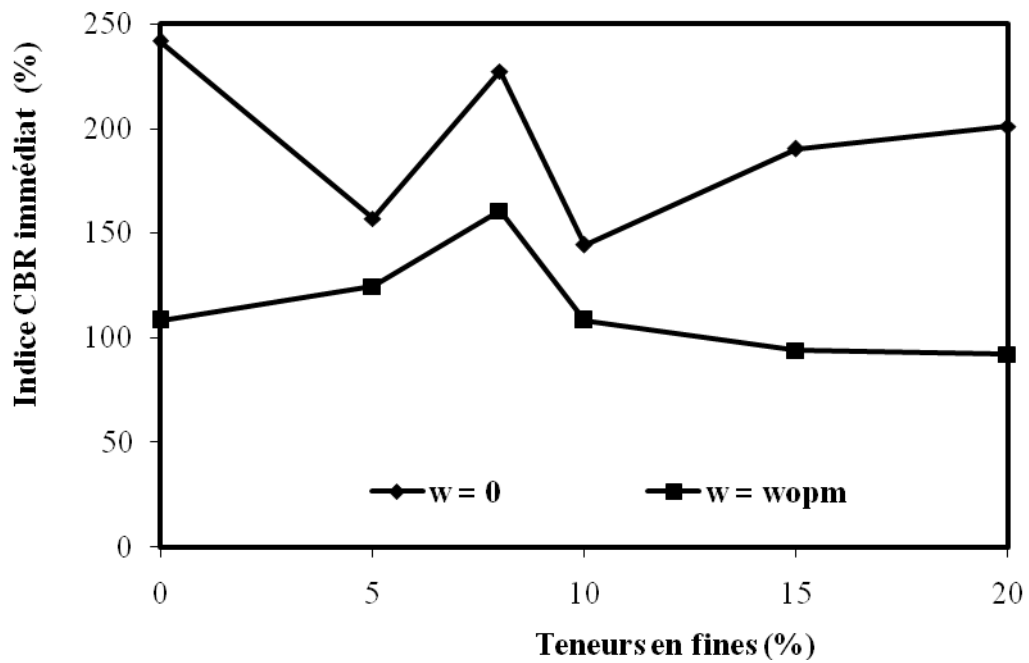


Fig. V.4.a : Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines calcaires.

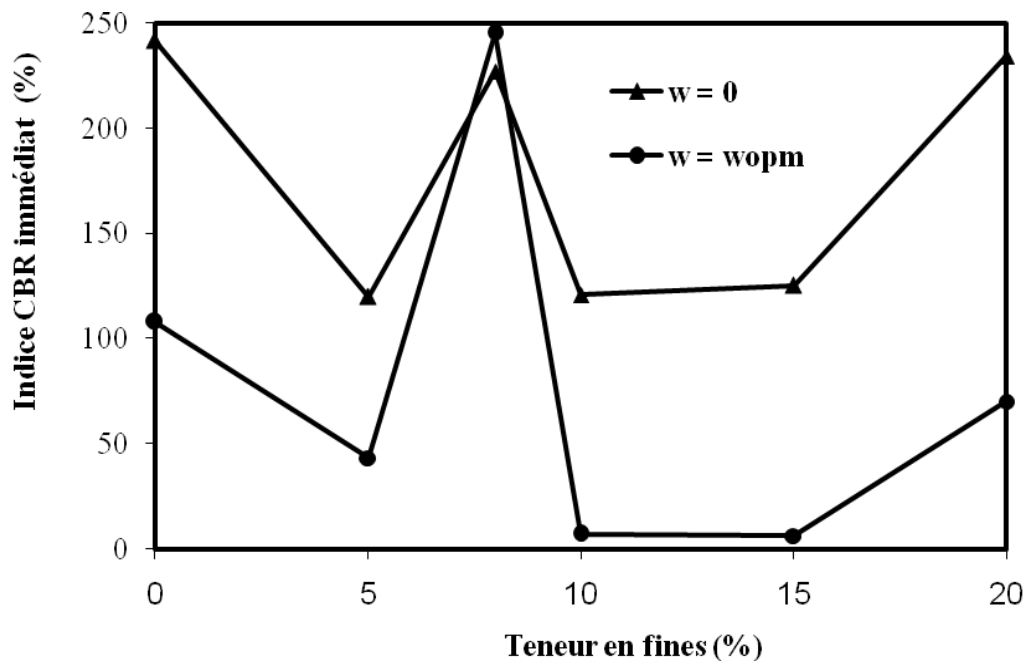


Fig. V.4.b : Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines argileuses.

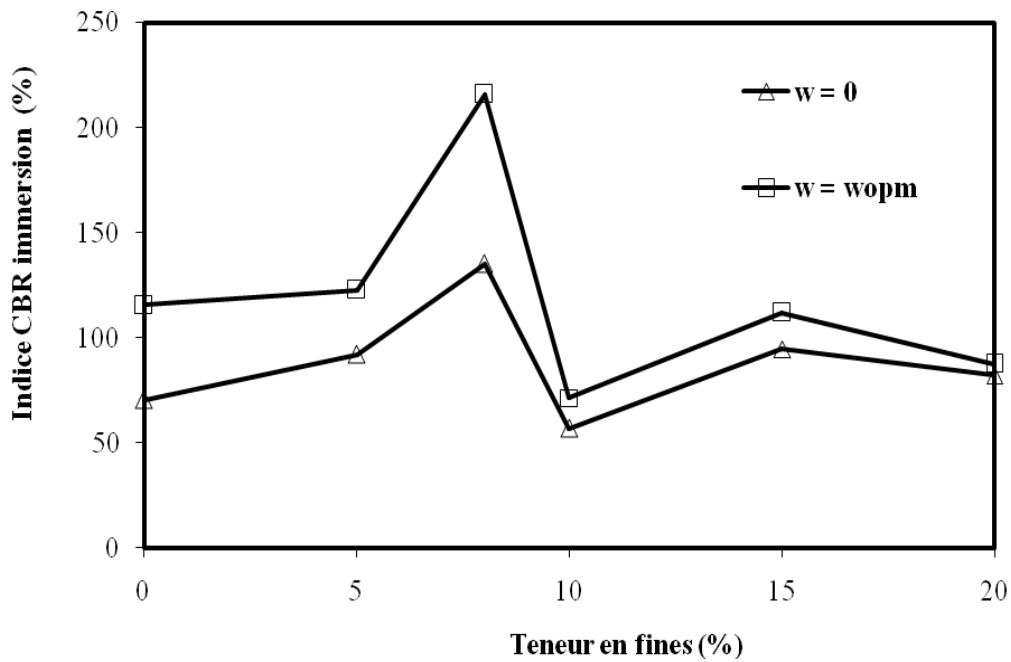


Fig. V.5.a : Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines calcaires.

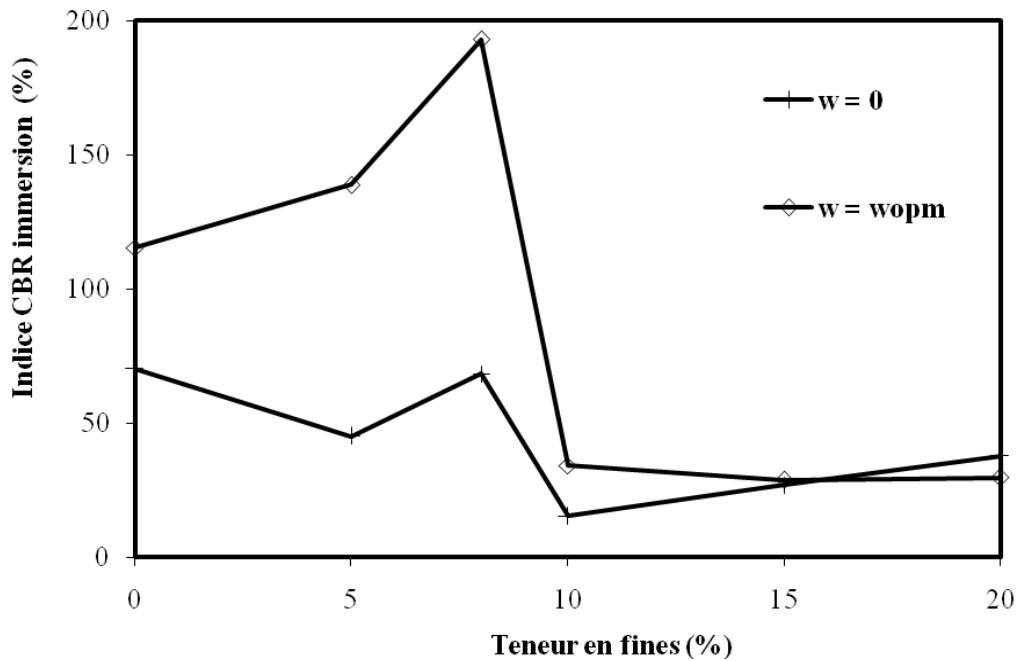


Fig. V.5.b : Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 0/6, en fonction de la teneur en fines argileuses.

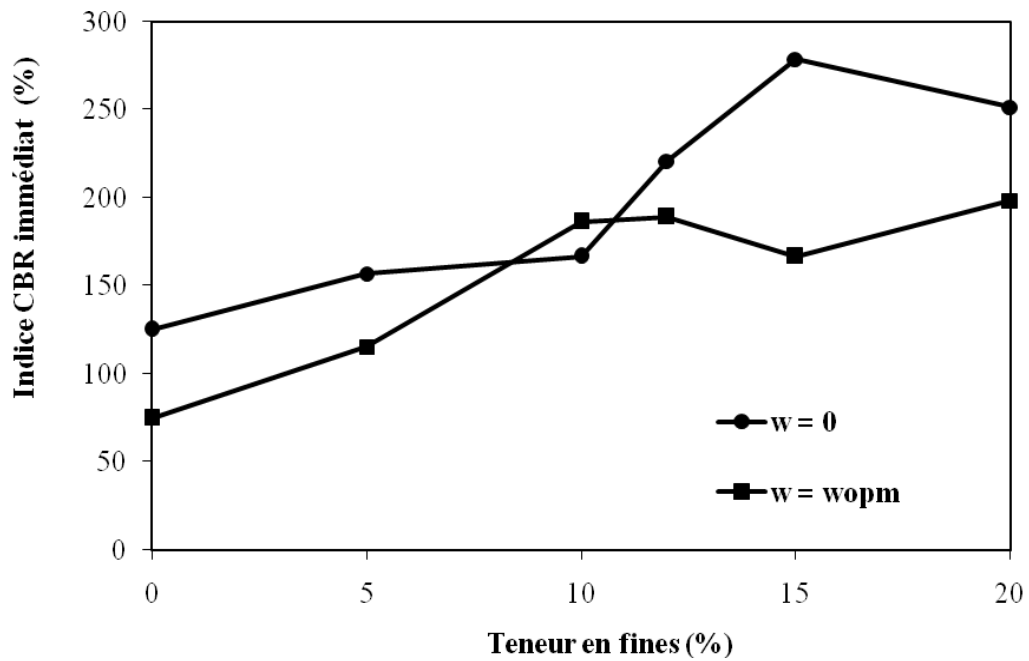


Fig. V.6.a : Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines calcaires.

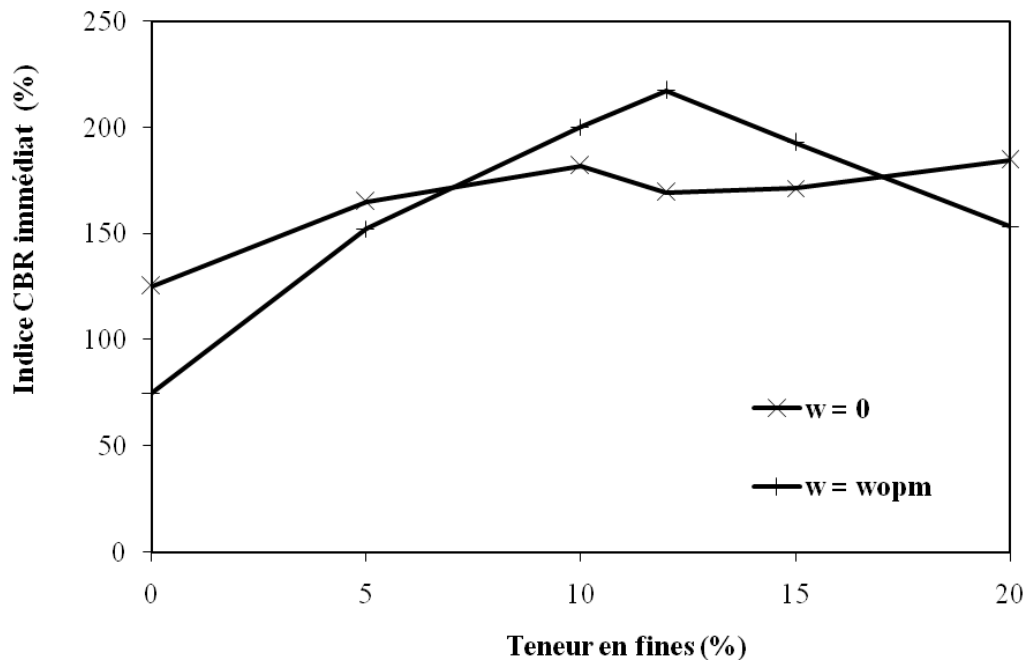


Fig. V.6.b : Variation de I.CBR immédiat des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines argileuses.

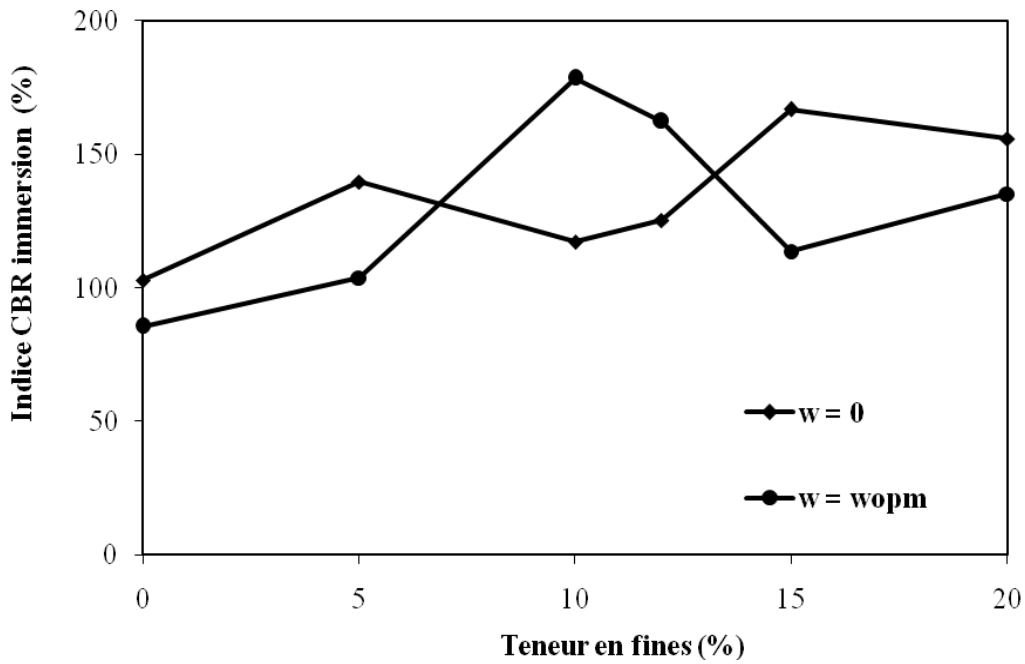


Fig. V.7.a : Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines calcaires.

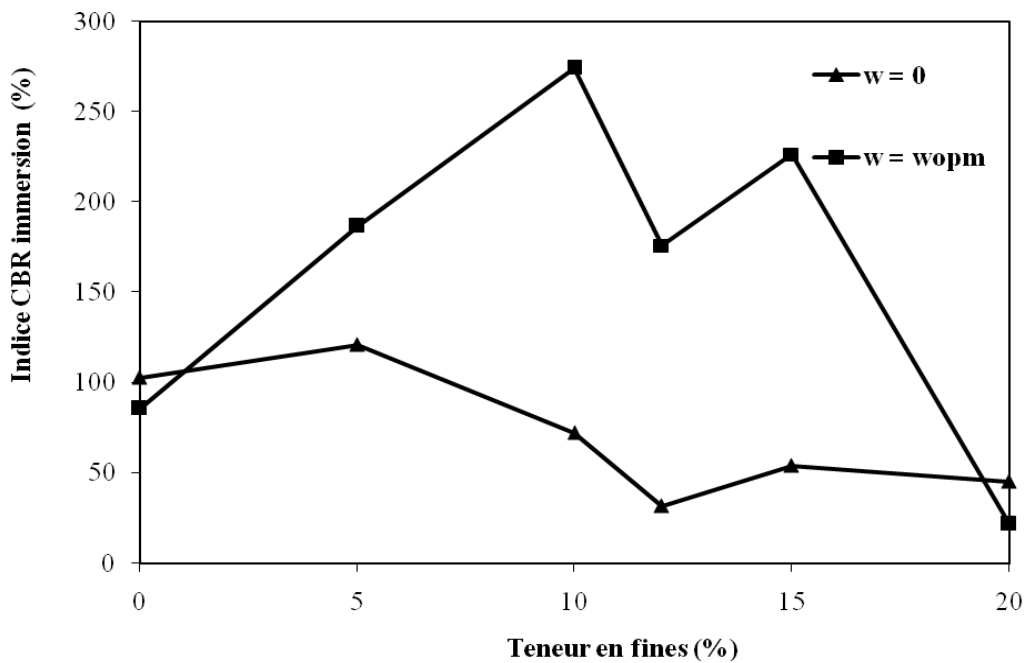


Fig. V.7.b : Variation de I.CBR immersion des échantillons de la classe 6/10, en fonction de la teneur en fines argileuses.

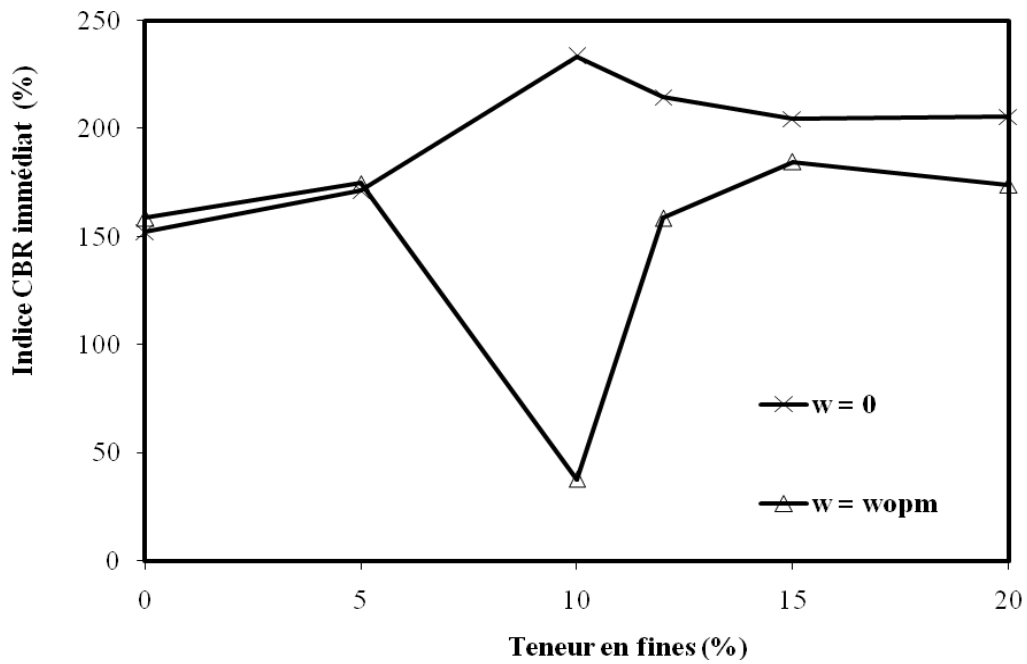


Fig. V.8.a : Variation de I.CBR immédiat de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines calcaires.

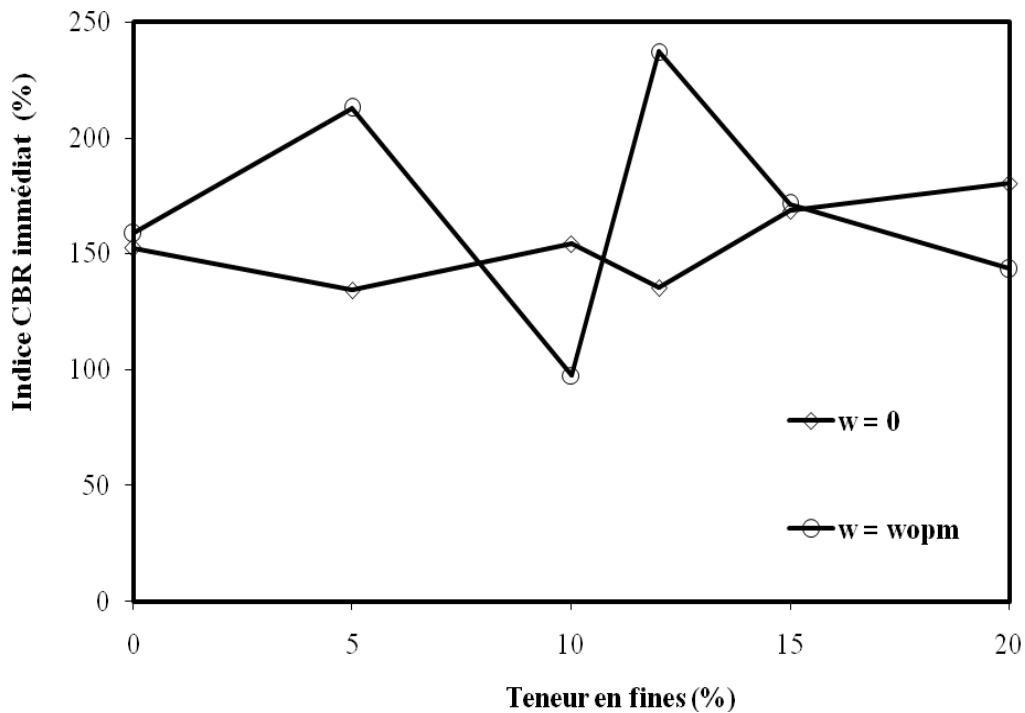


Fig. V.8.b : Variation de I.CBR immédiat de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines argileuses.

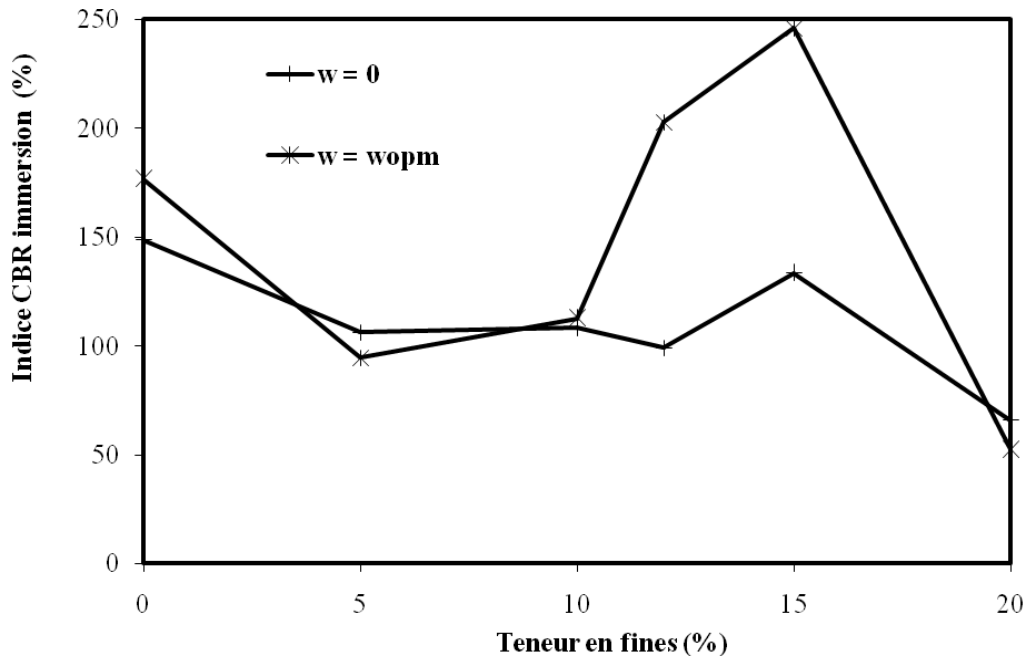


Fig. V.9.a : Variation de I.CBR immersion de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines calcaires.

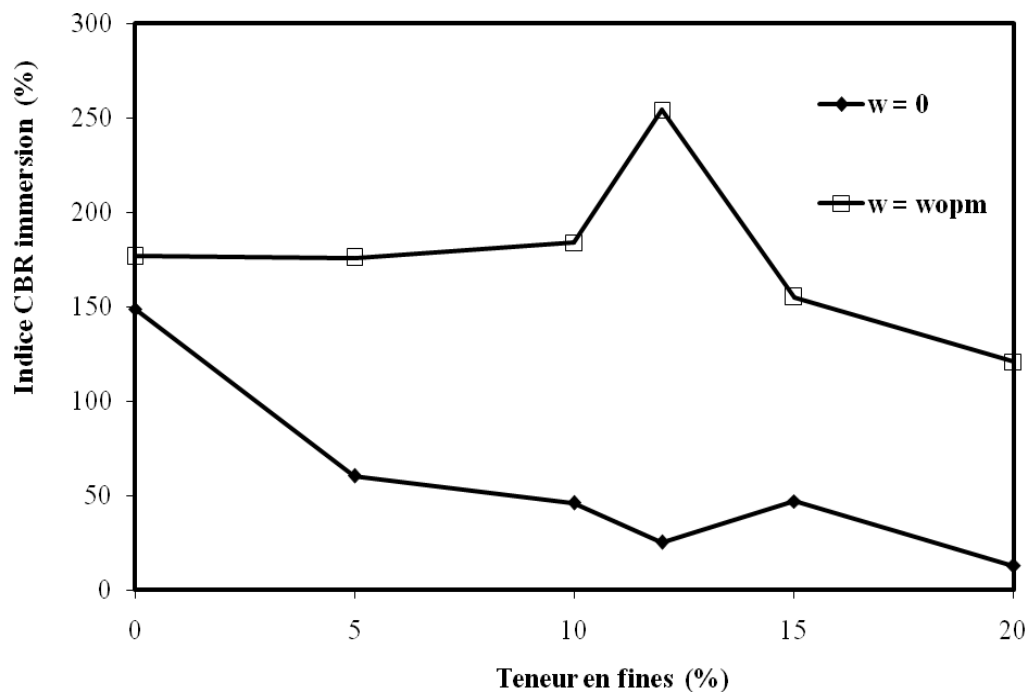


Fig. V.9.b : Variation de I.CBR immersion de la classe 10/14, en fonction de la teneur en fines argileuses.



**V.1.7 Discussions et interprétations :**

L'examen des courbes de variations des indices CBR, en fonction de la teneur en fines, indique une dispersion assez nette des résultats ; car on remarque que la majorité des mélanges ont un indice qui évolue d'une façon aléatoire (c'est-à-dire ni croissante, ni décroissante).

Afin de pouvoir en tirer des conclusions sur la résistance au poinçonnement des mélanges, nous allons analyser chaque série d'essais séparément, en tenant compte à la fois de la quantité et de la nature des particules fines, contenues dans les mélanges, ainsi que de l'influence de l'eau, en comparant les deux états : sec et optimal.

Selon la classe granulométrique compactée, l'énergie utilisée, la nature et la quantité de fines additionnée, ainsi que les conditions hydriques dans lesquelles les échantillons ont été soumis, la résistance au poinçonnement varie considérablement d'un état à l'autre.

En résumé, les tableaux V.1 et V.2 ci-dessous, récapitulent les valeurs maximales des indices CBR immédiat et immersion, obtenues pour les mélanges optimaux, compactés aux deux états sec et optimal :

**Tableau V.1 : Valeurs maximas de I.CBR immédiat, pour les mélanges optimaux.**

Mélange optimal		0/6			6/10				10/14			
		+8% C	+8% A	+20% A	+15% C	+20% C	+12% A	+20% A	+10% C	+15% C	+12% A	+20% A
I.CBR immédiat (%)	$w = 0$	227.19		234.40	278.58			184.82	233.50			181.31
	$w = w_{opt}$	160.48	245.22			198.34	217.28			184.82	237.11	

On désigne respectivement par les lettres C et A, les termes : fines Calcaires et Argileuses.

**Tableau V.2 : Valeurs maximas de I.CBR immersion, pour les mélanges optimaux.**

Mélange optimal		0/6		6/10				10/14		
		+ 8% C	+ 8% A	+ 10% C	+ 15% C	+ 5% A	+ 10% A	+ 15% C	+ 5% A	+ 12% A
I.CBR immersion (%)	$w = 0$	135.23	68.52		166.79	120.81		133.43	60.40	
	$w = w_{optm}$	215.74	192.93	178.51			274.07	246.12		254.24

➤ **Examen des courbes d'évolution de I.CBR en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 1 :**

- ❖ **Cas des mélanges compactés à l'état sec :** en observant les figures V.4.a et V.4.b, relatives respectivement aux mélanges des séries 1-C et 1-A, on constate que I.CBR immédiat atteint les valeurs maximales suivantes : 227.19% à 8% de fines calcaires et 234.4% à 20% de fines argileuses.

Les figures V.5.a et V.5.b montrent que I.CBR immersion prend les valeurs maximales suivantes : 135.23% à 8% de fines calcaires et 68.52% à 8% de fines argileuses.

- ❖ **Cas des mélanges compactés à l'état optimal :** dans ce cas I.CBR immédiat atteint une valeur maximale de 160.48% à 8% de fines calcaires, et une valeur de 245.22% à 8% de fines argileuses.

I.CBR immersion est maximal pour les valeurs suivantes : 215.74% à 8% de fines calcaires et 192.93% à 8% de fines argileuses.

➤ **Examen des courbes d'évolution de I.CBR en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 2 :**

- ❖ **Cas des mélanges compactés à l'état sec :** les valeurs maximales de I.CBR immédiat sont : 278.58% à 15% de fines calcaires et 184.82 % à 20% de fines

argileuses. Et celles de I.CBR immersion sont : 166.79% à 15% de fines calcaires et 120.81% à 5% de fines argileuses.

❖ **Cas des mélanges compactés à l'état optimal :** les valeurs maximales concernant I.CBR immédiat sont : 198.34% à 20% de fines calcaires et 217.28% à 12% de fines argileuses ; concernant I.CBR immersion, les valeurs maximales sont : 178.51% à 10% de fines calcaires et 274.07% à 10% de fines argileuses.

➤ **Examen des courbes d'évolution de I.CBR en fonction de la teneur en fines, pour les mélanges de la série 3:**

❖ **Cas des mélanges compactés à l'état sec :** les valeurs maximales de I.CBR sont :

- pour I.CBR immédiat : 233.50% à 10% de fines calcaires et 180.31% à 20% de fines argileuses ;

- pour I.CBR immersion : 148.76% à 0% fines, mais si l'on ne prend pas en considération cette valeur, alors on aura : 133.43% à 15% de fines calcaires et 60.40% à 5% de fines argileuses.

❖ **Cas des mélanges compactés à l'état optimal :** les valeurs maximales de I.CBR sont :

- pour I.CBR immédiat : 184.82% à 15% de fines calcaires et 237.11% à 12% de fines argileuses ;

- pour I.CBR immersion : 246.12% à 15% de fines calcaires et 254.24% à 12% de fines argileuses.

Malgré la dispersion des résultats, on constate que :

- I.CBR immédiat est d'autant plus élevé que le matériau comporte un squelette dur et que la courbe granulométrique est régulière (Morsli, Cherrak, Bali et Fleureau, 2005). Les indices maximaux sont les plus souvent atteints pour les échantillons compactés à sec et comportant des teneurs en argile assez élevées (20% pour chaque série d'essais), ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par le LBTP (Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics ; Jeuffroy, 1985).

Par ailleurs, d'après les résultats obtenus, on note que les mélanges compactés à  $w_{opt}$  et comportant des teneurs faibles à modérées, en particules fines argileuses, ont des indices CBR immédiat plus élevés que ceux compactés à l'état optimal, mais comportant des fines calcaires ;

- I.CBR immersion chute plus rapidement par rapport à I.CBR immédiat, en fonction de la teneur en fines (notamment en présence de fines argileuses). D'ailleurs, il augmente avec l'ajout jusqu'à ce qu'il atteigne un maximum, puis au-delà, l'effet des particules fines sur la portance des mélanges devient négatif. Cela est dû probablement à l'imbibition des fines, qui permet un meilleur arrangement des grains, en revanche, si l'on continue cette imbibition, celle-ci va faire augmenter plus rapidement la pression interstitielle et par conséquent, fait affaiblir les caractéristiques mécaniques des mélanges.

On souligne aussi, que les mélanges compactés à l'état optimal, ont des indices CBR immersion plus élevés que ceux compactés à l'état sec. Selon la teneur en eau de compactage et le type d'ajout additionné, on conclut que :

- à l'état sec ( $w = 0$ ), les échantillons comportant des fines calcaires ont des indices CBR immersion plus élevés que ceux comportant des fines argileuses ;
- à l'état optimal ( $w = w_{opt}$ ), l'indice CBR immersion maximum, s'observe pour de faibles teneurs en fines argileuses. Ces résultats sont aussi en accord avec le LBTP (Jeuffroy, 1985).

Les constatations citées en haut, sont en bon accord avec celles tirées par les auteurs : Lamara, Lakhdari et Goual (2005), dans l'étude de l'amélioration d'un tout venant d'oued, par ajout de particules fines argileuses ; Morsli, Cherrak, Bali et Fleureau (2005), dans l'étude du comportement d'un tuf calcaire par ajout d'un sable de dune et enfin, K.Cisse, Ndiaye et Diarra (2005), dans l'étude du comportement des graveleux latéritiques par ajout de sables fillérisés, de calcaire et de grès.

Certes, les résultats que nous avons obtenu ne sont pas les mêmes que ceux trouvés par ces auteurs, mais ont permis d'atteindre des conclusions similaires, concernant les variations de I.CBR immédiat et immersion, si l'on tient compte évidemment de tous les facteurs liés à la granulométrie, aux caractéristiques de compactage et aux conditions hydriques.

V.1.8 Etude de la variation de I.CBR en fonction de  $w$  :

Vu les difficultés de mise en œuvre des essais CBR (opérations longues et fastidieuses), l'étude de la variation de I.CBR en fonction de  $w$  n'a pas été effectuée. Toutefois, on peut facilement expliquer ce comportement de la portance du sol en fonction de la teneur en eau, en s'appuyant sur des études puisées dans la littérature (Jeuffroy, 1985 ; Holtz et Kovacs, 1991 ;...).

Concernant cette étude, toutes les éprouvettes ayant servi à l'exécution des essais Proctor (éprouvettes compactées à une seule énergie et à différentes teneurs en eau) seront poinçonnées, ensuite on trace la courbe d'évolution de I.CBR en fonction de la teneur en eau de compactage. Cette courbe a généralement, l'allure présentée par la figure V.10, ci-dessous :

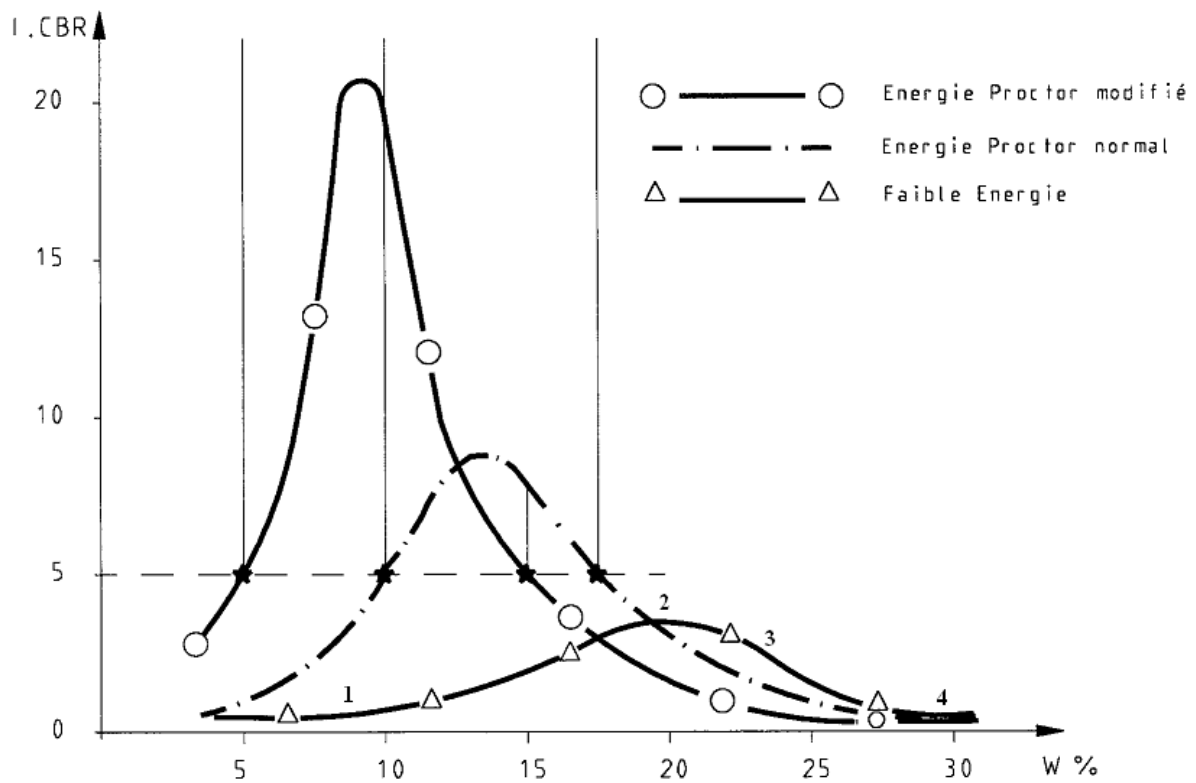


Fig.V.10 : Variation de I.CBR en fonction de  $w$  (d'après l'annexe A de la norme NF P94-078, 1997).

➤ **Explication :**

Selon le comportement du matériau, cette courbe peut être subdivisée en quatre parties principales :

- **Partie 1** : correspond à une augmentation progressive de l'indice CBR, pour des teneurs en eau faibles, inférieures à  $w_{opt}$  ;
- **Partie 2** : correspond à l'intervalle des teneurs en eau se rapprochant à  $w_{opt}$ , pour lequel l'indice CBR est élevé et sensiblement constant ;
- **Partie 3** : correspond à l'intervalle des teneurs en eau très proches de  $w_{opt}$ , où l'indice CBR diminue brutalement, bien que la densité sèche y soit très élevée ;
- **Partie 4** : correspond à la plage des teneurs en eau très élevées, pour laquelle l'indice CBR soit très faible.

L'examen de cette courbe a permis de retenir les conclusions suivantes :

- L'indice CBR croît avec la teneur en eau. Il est maximum non pas à la teneur en eau optimale, mais à environ deux point avant celle-ci ;
- Il commence à diminuer à partir de la teneur en eau optimale ;
- Il diminue plus ou moins brutalement pour des teneurs en eau supérieures à  $w_{opt}$ .

### V.1.9 Evolution de I.CBR immersion en fonction de l'intensité de compactage et mesure du gonflement des mélanges :

L'énergie de compactage a une influence notable sur la portance des mélanges, pour cette raison nous avons étudié l'évolution de I.CBR immersion en fonction de l'intensité de compactage. Les résultats trouvés sont interprétés sous forme de courbes, illustrées à partir de la figure IV.3 à la figure IV.8 (voir annexe IV, ainsi que les tableaux de valeurs).

D'autre part, nous avons relevé le taux de gonflement des éprouvettes compactées, à la fin de leur mise en immersion et mesuré leur teneur en eau finale. Les résultats obtenus sont indiqués par les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.3.a : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série I-C**

	Energie de compactage	Teneur en fines calcaires (%)					
		0	5	8	10	15	20
<b>Gonflement</b> $G = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100$	<b>10</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>25</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	0.094	0.188	0.214	0.23	0.436	1.53
<b>Mesure de <math>w</math> après saturation (%)</b>	<b>10</b>	7.17	7.64	8.05	8.56	8.50	8.60
	<b>25</b>	6.34	6.35	6.37	7.65	6.84	6.98
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	5.77	5.53	5.57	6.83	6.32	6.77
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	6.46	6.19	6.30	6.31	6.50	7.27

**Tableau V.3.b : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série I-A**

	Energie de compactage	Teneur en fines argileuses (%)					
		0	5	8	10	15	20
<b>Gonflement</b> $G = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100$	<b>10</b>	0.00	0.017	0.00	0.00	0.00	0.444
	<b>25</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.607
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	0.00	0.00	0.017	0.00	0.00	0.384
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	0.094	0.00	0.179	0.239	0.154	0.709
<b>Mesure de <math>w</math> après saturation (%)</b>	<b>10</b>	7.17	7.66	9.36	7.24	7.143	11.49
	<b>25</b>	6.34	6.26	7.84	6.48	6.43	9.50
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	5.77	5.78	5.51	6.30	6.26	7.59
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	6.46	7.18	7.13	7.11	7.77	8.55

**Tableau V.4.a : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 2-C**

	Energie de compactage	Teneur en fines calcaires (%)					
		0	5	10	12	15	20
<b>Gonflement</b> $G = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100$	<b>10</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>25</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>55 (<math>w = \theta</math>)</b>	0.00	0.00	0.017	0.111	0.17	0.183
<b>Mesure de <math>w</math> après saturation (%)</b>	<b>10</b>	3.38	3.98	5.34	5.02	6.68	7.86
	<b>25</b>	4.25	4.91	4.47	5.76	7.93	8.09
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	6.34	6.35	6.15	5.66	6.85	8.11
	<b>55 (<math>w = \theta</math>)</b>	7.05	5.76	6.96	6.69	6.61	6.58

**Tableau V.4.b : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 2-A**

	Energie de compactage	Teneur en fines argileuses (%)					
		0	5	10	12	15	20
<b>Gonflement</b> $G = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100$	<b>10</b>	0.00	0.008	0.011	0.00	0.00	0.094
	<b>25</b>	0.00	0.00	0.00	0.017	0.013	0.59
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	0.00	0.00	0.00	0.013	0.00	0.00
	<b>55 (<math>w = \theta</math>)</b>	0.00	0.034	0.205	0.077	0.128	0.162
<b>Mesure de <math>w</math> après saturation (%)</b>	<b>10</b>	3.38	4.81	6.19	6.29	7.32	12.12
	<b>25</b>	4.25	5.10	6.40	6.75	7.35	10.77
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	6.34	5.75	6.41	6.06	6.34	9.69
	<b>55 (<math>w = \theta</math>)</b>	7.05	7.47	7.96	8.32	8.36	9.13



**Tableau V.5.a : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 3-C**

	Energie de compactage	Teneur en fines calcaires (%)					
		0	5	10	12	15	20
<b>Gonflement</b> $G = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100$	<b>10</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>25</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	0.00	0.00	0.00	0.137	0.077	0.162
<b>Mesure de <math>w</math> après saturation (%)</b>	<b>10</b>	5.20	6.78	7.09	5.63	7.06	8.15
	<b>25</b>	3.52	7.17	7.93	5.96	6.67	8.50
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	7.49	7.25	7.51	5.71	6.38	7.70
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	6.38	6.65	6.24	7.31	7.33	7.08

**Tableau V.5.b : Mesure du gonflement et de la teneur en eau après immersion des mélanges de la série 3-A**

	Energie de compactage	Teneur en fines argileuses (%)					
		0	5	10	12	15	20
<b>Gonflement</b> $G = \frac{\Delta H}{H} \cdot 100$	<b>10</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.043
	<b>25</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.004
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.017	0.06
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	0.00	0.00	0.043	0.017	0.188	0.461
<b>Mesure de <math>w</math> après saturation (%)</b>	<b>10</b>	5.20	6.00	6.76	6.68	5.66	9.51
	<b>25</b>	3.52	6.28	6.49	6.80	5.90	7.11
	<b>55 (<math>w_{opt}</math>)</b>	7.49	6.56	6.36	5.99	6.44	6.73
	<b>55 (<math>w = 0</math>)</b>	6.38	7.99	8.39	8.82	8.23	9.11

Avec :  $\Delta H$  : gonflement mesuré à la fin de l'immersion, exprimé en cm ;

$H$  : hauteur initiale de l'échantillon avant immersion, exprimée en cm ;

$G$  : gonflement linéaire relatif, exprimé en %.

L'examen préalable de ces résultats nous a montré d'une part, que I.CBR immersion augmente avec l'énergie de compactage, ceci est évident car, lorsque l'énergie est élevée, les densités sèches sont très proches de la densité OPM, d'où une augmentation des indices CBR (Jeuffroy, 1985 ; Holtz et Kovacs, 1991 ; Morsli, Cherrak et Fleureau, 2005).

D'autre part, on admet que les valeurs du gonflement relatif des mélanges sont insignifiantes, sauf dans le cas des mélanges compactés à sec et comportant des teneurs assez élevées de particules fines ( $\% \leq 20$ , notamment pour les fines argileuses), pour lesquels on observe une augmentation des teneurs en eau, après saturation. Ce cas correspond bien aux mélanges de la série 1 (0/6 + fines), caractérisés par une faible perméabilité, due à leur granulométrie étalée.

Toutefois, on remarque aussi une dispersion des résultats, due aux conditions de travail inadéquates, par exemple : matériel non entretenu, qui a causé la perte de fines, par leur infiltration à travers le moule et l'embase, pendant la mise en immersion.

### V.2 Dimensionnement du corps de la chaussée

Les mélanges optimaux retenus sont ceux compactés à  $w_{opm}$ , présentés dans le tableau V.2. Comme l'étude est purement expérimentale, la méthode de dimensionnement choisie est la méthode CBR (voir détails chapitre II, §. II.5) ; d'ailleurs, c'est la méthode la plus utilisée en Algérie. Pour cela, les indices CBR retenus ne sont pas ceux des mélanges optimaux, mais plutôt sont ceux ayant les valeurs les plus basses.

Pour le dimensionnement de la chaussée, nous utiliserons le Catalogue de Dimensionnement des Chaussées Neuves, proposé par le CTTP (fascicules 1, 2 et 3, 2001).

#### V.2.1 Détermination de l'épaisseur totale de la chaussée :

Pour la détermination de l'épaisseur totale de la chaussée, nous appliquons la formule (II.8), donnée dans le chapitre II, §. II.5, car celle-ci tient compte de l'importance du trafic. Elle est exprimée comme suit :

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left( 75 + 50 \log \frac{N}{10} \right)}{I.CBR + 5}$$

Comme Bejaïa est classée en zone climatique I (climat très humide : voir annexe I, tableau I.2), l'indice CBR retenu est celui obtenu après immersion, correspondant à 100% de  $\gamma_{dopm}$ .

**V.2.1.1 Hypothèses et données de dimensionnement :**

Comme les matériaux étudiés sont non traités (MNT), les étapes de dimensionnement sont fixées comme suit :

- la structure de chaussée est de type souple ;
- le réseau principal retenu est: RP2 ;
- la structure type est GNT/GNT (base : GNT, fondation : GNT) ;
- la durée de vie :  $n = 15$  ans ;
- le coefficient d'agressivité :  $A = 0.6$  ;
- le taux d'accroissement :  $i = 4\%$
- le pourcentage de poids lourds :  $Z = 30\%$ .

Pour le calcul de  $N$ , on applique les expressions suivantes :

$$N = T_n \times Z \tag{V.2}$$

$$T_n = T_0 (1 + i)^n \tag{V.3}$$

Nous avons :  $T_0 = 1500$  véh/j et  $P = 6.5$  tonnes (charge/roue).

En appliquant ces deux expressions, on obtient:  $T_n = 2702$  véh/j et  $N = 811$  véh/j.

Les mélanges dont les indices CBR sont les plus faibles sont présentés dans le tableau V.6 ci-après, en affectant à chacun d'eux, l'épaisseur calculée correspondante :

**Tableau V.6 :** Valeurs de l'épaisseur totale correspondant à chaque mélange, dans le cas où l'on tient compte du trafic.

Mélange ( $w = w_{opm}$ )	Symbole	I.CBR immersion	Epaisseur totale (cm)
0/6 + 10% C	1	71.22	7.02
0/6 + 15% A	2	28.85	15.79
6/10 + 0%	3	85.65	5.90
6/10 + 20% A	4	21.64	20.07
10/14 + 20% C	5	52.29	9.33
10/14 + 20% A	6	120.81	4.25

## Chapitre V : Etude de la portance et dimensionnement de l'assise

Dans le cas où l'on ne tient pas compte du trafic, on applique la relation (II.7), définie au §. II.5, du chapitre II, on aura comme résultats, les valeurs du tableau V.7, ci-après :

**Tableau V.7 :** Valeurs de l'épaisseur totale correspondant à chaque mélange, dans le cas où l'on ne tient pas compte du trafic.

Mélange ( $w = w_{opm}$ )	Symbole	I.CBR immersion	Epaisseur totale (cm)
0/6 + 10% C	1	71.22	56.35
0/6 + 15% A	2	28.85	74.88
6/10 + 0%	3	85.65	51.97
6/10 + 20% A	4	21.64	79.32
10/14 + 20% C	5	52.29	63.36
10/14 + 20% A	6	120.81	43.70

Les épaisseurs totales obtenues, dans le cas où l'on tient compte du trafic sont très faibles, ce qui reflète la bonne résistance au poinçonnement des mélanges granulaires (i.e. les valeurs de I.CBR sont assez élevées).

Ces valeurs élevées des indices CBR ne nous permettent pas de les situer dans l'abaque CBR ; suite à ce problème, nous allons suivre la démarche du CTTP dans le dimensionnement des chaussés, dans le cas où les matériaux sont non traités (MNT).

➤ **Trafic :** Pour la classe du trafic, nous choisissons le centre de classe :

TPL3 = 220 PL/j/sens (se référer au tableau I.6, annexe I)

Détermination du trafic équivalent : on applique la relation (II.1), donnée au chapitre I, on aura :  $TCE_i = 9.6 \times 10^{-6}$  essieux équivalents de 13 tonnes.

➤ **Couche de roulement :** dans le cas d'un réseau RP2, la couche de roulement est en général en ES (Enduit Superficiel) ou en EF (Enrobé à Froid).

➤ **Sol support :**

- on fixe la classe du sol support à  $S_0$ , en prenant en compte la valeur limite inférieure à cette classe, ayant comme module :  $E_{sol} = 200$  Mpa (voir tableau II.2, chapitre II).

- Pour les sols, le coefficient de Poisson  $\nu = 0.35$

➤ **Caractéristiques de la GNT :**

**1. Couche de base :**

- Epaisseur :  $15 \leq h \leq 20$  cm
- $\nu = 0.25$
- $E_{\text{base}} = 500$  Mpa

Les valeurs de ces paramètres mécaniques sont mentionnées dans le tableau I.7, annexe I.

**2. Couche de fondation :**

- L'épaisseur de la couche de fondation est déterminée en sous couches de 25 cm.
- En faisant toujours référence au tableau I.7, annexe I, on relève les paramètres suivants :

$$E_1 = K. E_{\text{sol}}$$

$$E_2 = K. E_1$$

Après calcul, on obtient :  $E_1 = 125$  Mpa et  $E_2 = 312$  MPa, ( $\nu = 0.35$ ).

➤ **Conditions aux interfaces :** toutes les interfaces sont collées.

➤ **Calcul de la déformation admissible sur le sol support :** en utilisant l'équation (II.3), du chapitre II, on obtient :  $\varepsilon_{z,\text{ad}} = 863.10^{-6}$

➤ **Calcul des déformations sur le sol support :** on subdivise la couche de fondation en deux sous-couches :

- Sous fondation 1, d'épaisseur  $h_1$ ,
- Sous fondation 1, d'épaisseur  $h_2$ .

On fixe  $h_1 = 25$  cm et on détermine  $h_2$ . L'épaisseur de la couche de base est fixée à :  
 $h = 20$  cm.

La vérification de la condition :  $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,\text{ad}}$  est illustrée dans le tableau V.8, ci-après :

**Tableau V.8 : Vérification de la condition  $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,ad}$ .**

$h_1 + h_2$ (cm)	30	32	34
$\varepsilon_{z,cal}$	$976.10^{-6}$	$916.10^{-6}$	$861.10^{-6}$

L'épaisseur de la couche de fondation qui vérifie la condition  $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,ad}$  est :  $h_1 + h_2 = 34$  cm, ce qui donne  $h_2 = 9$  cm.

L'épaisseur totale de l'assise est donc :  $e = 54$  cm

La structure finale nominale est comme suit :

ES + 20 GNT + 34 GNT
----------------------

### Conclusion

L'étude de la portance a révélé une bonne résistance des mélanges granulaires compactés, qui est traduite par les valeurs élevées des indices CBR, dues à l'amélioration de la granulométrie des mélanges pendant le compactage.

A l'issue de cette étude, on constate que I.CBR immédiat est d'autant plus élevé que le matériau comporte un squelette dur et que la courbe granulométrique est régulière. Les indices maximaux sont les plus souvent atteints pour les échantillons compactés à sec et comportant des teneurs en argile assez élevées.

I.CBR immersion chute plus rapidement par rapport à I.CBR immédiat, en fonction de la teneur en fines. Les indices maximaux sont atteints pour les échantillons compactés à teneur en eau optimale.

Par ailleurs, selon la classe granulométrique compactée, l'énergie utilisée, la nature et la quantité de fines additionnée, ainsi que les conditions hydriques dans lesquelles les échantillons ont été soumis, la résistance au poinçonnement varie considérablement d'un état à l'autre.

La méthode CBR n'a pas pu être un support, pour déterminer les épaisseurs des couches de la chaussée pour les différents mélanges, suite aux valeurs élevées des indices CBR. Toutefois, en suivant la démarche du catalogue proposé par le CTTTP, nous a permis d'obtenir une épaisseur économique de la chaussée.

**CHAPITRE VI :**  
**RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT**  
**DES MÉLANGES**

## **CHAPITRE VI :**

# **RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES MÉLANGES**

### **Introduction**

Ce chapitre introductif est juste consacré à l'étude au cisaillement des mélanges granulaires de la série 1. Nous allons voir à travers une série d'essais de cisaillement direct, à la boîte de Casagrande, comment les paramètres intrinsèques (la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$ ) des mélanges, varient en fonction de la qualité et de la quantité des particules fines.

L'épaisseur de la chaussée est fortement influencée par la résistance au cisaillement du sol ou du matériau constitutif de la chaussée, il est donc intéressant de concevoir une structure de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsque celle-ci est soumise aux charges maximales.

### **VI.1 Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande**

#### **VI.1.1 Préparation du matériau :**

Les échantillons soumis à l'essai sont ceux de la série 1, qui sont les mélanges granulaires issus de la fraction 0/6, auxquels nous avons additionné différents pourcentages pondéraux de particules fines calcaires et argileuses. Ces échantillons ont été récupérés après leur compactage à l'essai Proctor modifié, puis séchés et désagrégés. Leurs distributions granulométriques sont illustrées par les figures IV.13.a et IV.13.b (se référer au chapitre IV, § IV.4.4).

Afin de faciliter les liaisons entre les grains et les particules fines, nous avons humidifié chaque échantillon à sa teneur en eau de compactage ( $w_{opt}$ ).

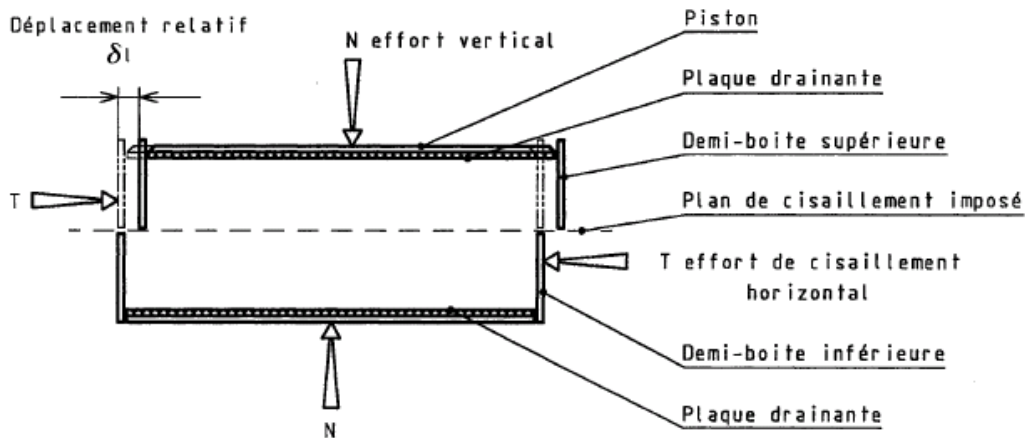
#### **VI.1.2 Description et mode opératoire :**

Les essais de cisaillement rectiligne ont été réalisés conformément à la norme **NF P94-071-1**, à la boîte carrée de 60 x 60 mm (voir figure VI.1). L'échantillon est introduit dans la boîte, puis réarrangé à l'aide d'un piston de démoulage. Le cisaillement se fait sous l'application de



contraintes normales, variant de 100 à 400 kPa, avec un pas de 100. Comme on est en présence d'un matériau granulaire, l'échantillon est drainé par introduction de deux pierres poreuses, en bas et en haut de l'échantillon. La vitesse de cisaillement étant de 1.5 mm/mn.

Les paramètres de cisaillement  $c$  et  $\phi$  sont déterminés, en contraintes totales, par la courbe intrinsèque qui représente les points correspondant à la rupture, dans le diagramme de Mohr-Coulomb ( $\sigma - \tau$ ).



**Fig.VI.1 : Principe de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.**

Le récapitulatif des résultats des essais de cisaillement à la boîte, effectués sur les mélanges préparés à la teneur en eau optimale est donné par les tableaux : VI.1, VI.2, VI.3 et VI.4.

**Tableau VI.1 : Valeurs des densités et variations de la hauteur des échantillons compactés à différentes teneurs en fines calcaires, après leur cisaillement.**

<b>Teneur en fines calcaires (%)</b>		0	5	8	10	15	20
$\sigma_1 = 1$ bar	$\gamma_{d1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.77	3.02	2.49	2.89	2.61	2.57
	$\Delta H_1$ (mm)	- 0.935	- 0.60	+ 0.96	- 0.90	+ 0.65	- 0.06
$\sigma_2 = 2$ bars	$\gamma_{d2}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.33	2.82	2.56	2.65	3.08	3.14
	$\Delta H_2$ (mm)	- 1.080	- 0.50	+ 0.34	- 0.21	- 0.554	- 0.34
$\sigma_3 = 3$ bars	$\gamma_{d3}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.41	2.91	2.62	2.70	2.65	2.71
	$\Delta H_3$ (mm)	- 0.80	- 0.28	- 0.16	+ 0.10	- 0.57	- 0.64
$\sigma_4 = 4$ bars	$\gamma_{d4}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.62	2.56	2.71	2.73	3.01	2.66
	$\Delta H_4$ (mm)	- 0.235	- 0.19	- 0.57	- 0.30	- 0.91	- 0.15

**Tableau VI.2 :** Valeurs des densités et variations de la hauteur des échantillons compactés à différentes teneurs en fines argileuses, après leur cisaillement.

<b>Teneur en fines argileuses (%)</b>		0	5	8	10	15	20
$\sigma_1 = 1$ bars	$\gamma_{d1}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.77	2.53	2.61	2.57	2.80	2.87
	$\Delta H_1$ (mm)	- 0.935	+ 0.60	+ 0.06	+ 0.90	- 0.24	- 0.77
$\sigma_2 = 2$ bars	$\gamma_{d2}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.33	2.51	2.87	2.76	2.84	2.86
	$\Delta H_2$ (mm)	- 1.080	+ 0.15	- 0.58	- 0.84	- 1.21	- 1.23
$\sigma_3 = 3$ bars	$\gamma_{d3}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.41	2.66	2.83	2.71	2.79	3.10
	$\Delta H_3$ (mm)	- 0.80	- 0.30	- 1.17	- 0.78	- 1.08	- 1.93
$\sigma_4 = 4$ bars	$\gamma_{d4}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.62	2.55	2.84	2.99	2.95	2.84
	$\Delta H_4$ (mm)	- 0.235	- 0.72	- 1.16	- 1.22	- 1.66	- 1.48

**Tableau VI.3 :** Valeurs de la contrainte tangentielle, de la cohésion et de l'angle de frottement interne des mélanges compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

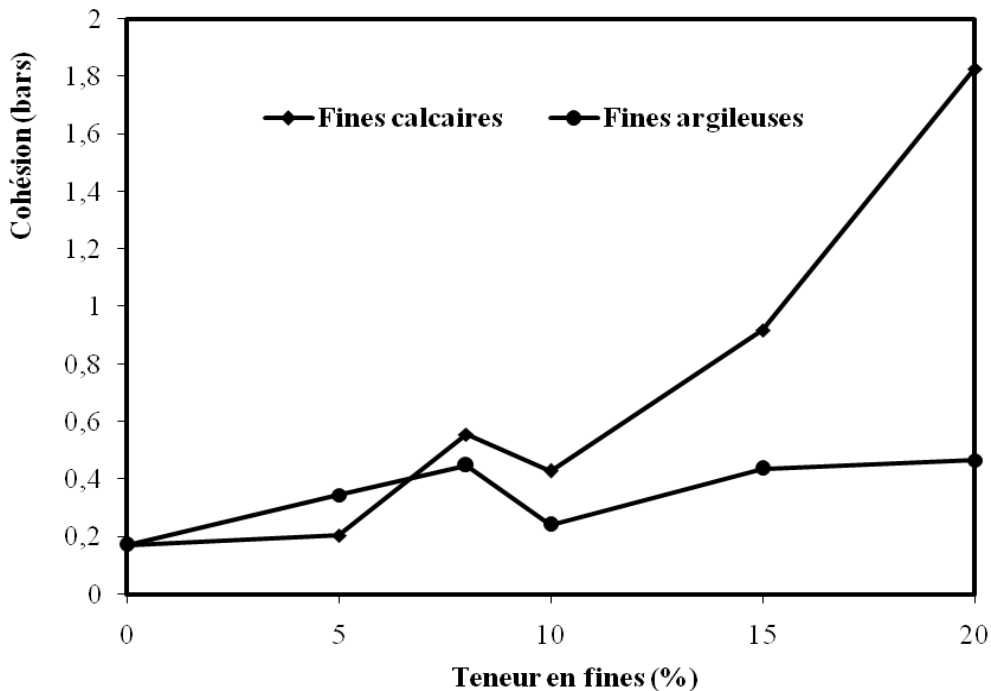
<b>Teneur en fines calcaires (%)</b>	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>20</b>
$\tau_1$ (bars) ( $\sigma_1 = 1$ )	2.108	1.915	1.994	1.769	2.114	1.454
$\tau_2$ (bars) ( $\sigma_2 = 2$ )	2.655	3.663	2.839	2.769	3.866	3.736
$\tau_3$ (bars) ( $\sigma_3 = 3$ )	4.765	5.353	4.091	4.598	4.533	4.726
$\tau_4$ (bars) ( $\sigma_4 = 4$ )	6.528	5.294	5.716	5.837	6.256	5.656
c (bars)	0.171	0.205	0.555	0.429	0.919	1.826
$\varphi$ (°)	32.5	40	26	29	28	26

**Tableau VI.4 :** Valeurs de la contrainte tangentielle, de la cohésion et de l'angle de frottement interne des mélanges compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

Teneur en fines argileuses (%)	0	5	8	10	15	20
$\tau_1$ (bars) ( $\sigma_1 = 1$ )	2.108	1.701	1.575	1.653	1.684	1.568
$\tau_2$ (bars) ( $\sigma_2 = 2$ )	2.655	2.835	2.995	2.976	2.646	2.405
$\tau_3$ (bars) ( $\sigma_3 = 3$ )	4.765	4.301	4.061	4.432	4.584	4.404
$\tau_4$ (bars) ( $\sigma_4 = 4$ )	6.528	4.845	5.247	6.615	5.560	5.084
C (bars)	0.171	0.345	0.449	0.241	0.437	0.466
$\varphi$ (°)	32.5	39	32	39	34	32

Les courbes intrinsèques ( $\sigma - \tau$ ) de tous les mélanges sont présentées en annexe V, à partir de la figure V.1 à la figure V.11. Nous y trouverons également, les courbes contrainte-déformation, illustrées à partir de la figure V.12.

Les figures VI.2 et VI.3 ci-dessous, montrent respectivement les variations de la cohésion et de l'angle de frottement interne des mélanges en fonction de la teneur en fines.



**Fig.VI.2 :** Variation de la cohésion en fonction de la teneur en fines.

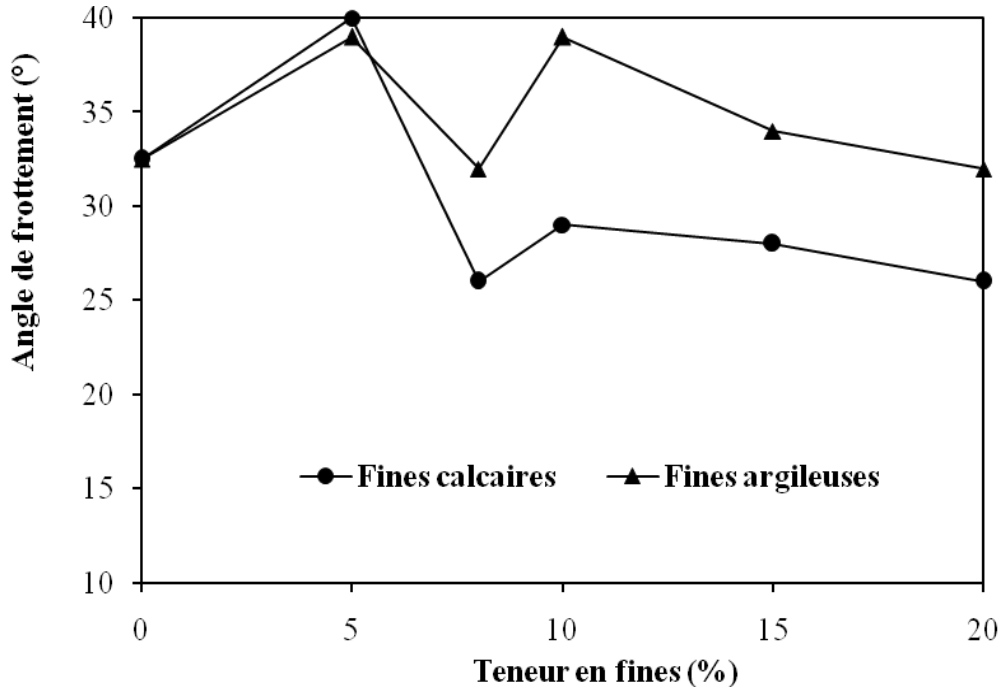


Fig.VI.3 : Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en fines.

Les figures VI.4 et VI.5 ci-dessous, présentent les variations de la contrainte tangentielle ( $\tau$ ), en fonction du pourcentage d'ajout :

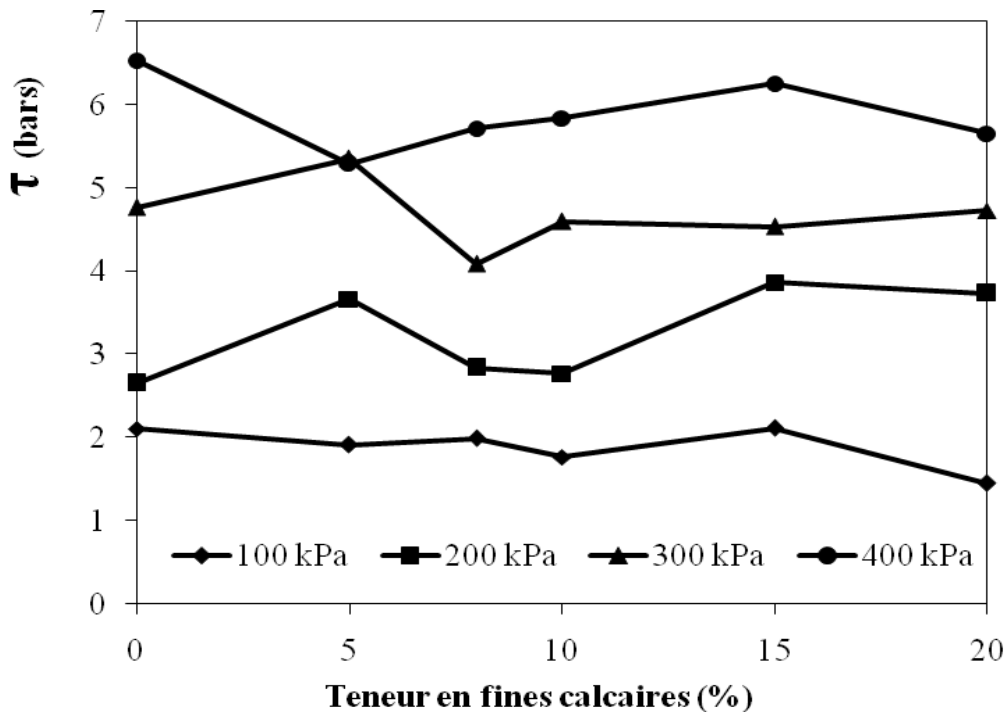
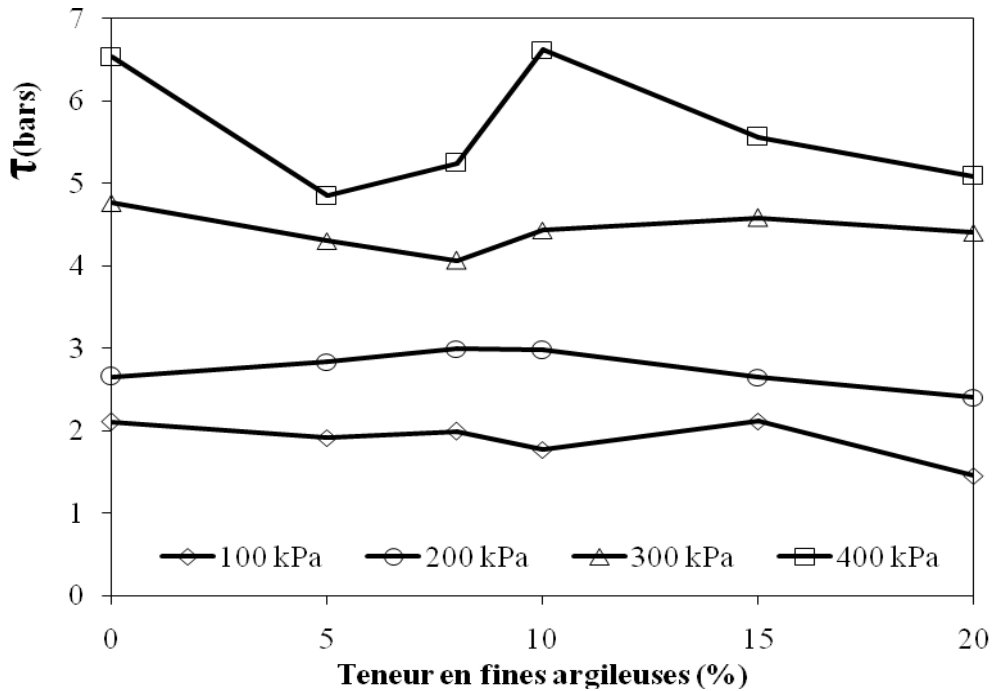


Fig.VI.4 : Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la teneur en fines calcaires, sous l'application des contraintes.



**Fig.VI.5 :** Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la teneur en fines argileuses, sous l'application des contraintes.

## VI.2. Discussions et interprétations :

### VI.2.1 Effet de la teneur en fines sur les paramètres de cisaillement :

Vu les dimensions de la boîte de cisaillement utilisée pour l'expérimentation, nous avons opté pour le choix de la fraction 0/6 mm, car les essais sur cette boîte ne sont possibles que sur les matériaux granulaires fins, dont le diamètre est inférieur à 5 mm.

En examinant les figures VI.2 et VI.3, on constate, d'une manière générale, que l'apport progressif de particules fines fait augmenter d'une part la cohésion et diminuer d'autre part l'angle de frottement interne.

Tout de même, on aperçoit que les représentations graphiques de la cohésion en fonction de la teneur en fines sont irrégulières à 8 et 10% de fines, pour les deux séries d'essais. Cette remarque est aussi valable, pour les courbes de variation de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en fines (figure VI.3), alors qu'on devrait avoir une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement en passant de 8 à 10% d'ajout.

D'après K. Boussaid (2005), les principales sources qui génèrent la cohésion dans un mélange granulaire, sont :

- L'adhésion entre les particules à l'issue du compactage ;

- Les attractions électrostatiques et électromagnétiques ;
- La succion capillaire due à l'attraction eau-particules ;
- Les forces mécaniques apparentes dues à l'enchevêtrement et à l'arrangement des grains.

Si l'on ne tient pas compte de cette dispersion à 8 et 10% de fines, et qu'on suit d'une manière logique la variation de la cohésion en fonction de l'ajout, on peut expliquer que ces sources augmentent leur influence avec l'accroissement de particules fines, d'où une augmentation de la cohésion. Comme on est en présence de matériaux granulaires concassés, on peut conclure que la cohésion est gouvernée en grande partie par l'état de compacité du matériau ; les effets de la succion et des attractions électrostatiques et électromagnétiques sont, dans ce cas, secondaires.

La diminution de l'angle de frottement interne, peut être expliquée par la diminution de la fraction graveleuse (génératrice du frottement) dans le mélange, par ajout progressif de la fraction fine.

Par ailleurs, en termes de  $c$  et  $\phi$ , on constate que les plages de résistance au cisaillement les plus intéressantes sont observées sur les mélanges ayant 10 et 15% de fines calcaires et les mélanges de 8% et 15% de fines argileuses. Les résultats de ces mélanges sont récapitulés dans les tableaux VI.3 et VI.4, ci-dessus.

Cependant, on peut admettre que la présence de particules fines, dans un matériau granulaire, est nécessaire pour améliorer sa résistance au cisaillement, mais dans une proportion faible, surtout pour les fines d'origine argileuse. En effet, les particules fines confèrent une certaine cohésion de l'ensemble, sans toutefois diminuer d'une façon considérable, les frottements entre grains. Il s'avère aussi, qu'une faible proportion de grave ou de sable, ne suffit sûrement pas à créer un quelconque frottement dans le mélange, car les grains sont tellement éloignés les uns des autres que la probabilité d'être en contact est très faible (K. Boussaid, 2005).

L'examen préalable des valeurs des angles de frottement obtenues sur chaque mélange, indique que la structure des échantillons cisailés varie entre celle d'un mélange lâche ( $\phi \leq 34^\circ$ ) et celle d'un mélange modérément dense ( $39^\circ \leq \phi < 41^\circ$ ), (d'après Lee, 1965 et Lee et Seed, 1967, cités par Holtz et Kovacs, 1991).

D'après Holtz et Kovacs, 1991 ; Mebtoul, Ould Dris et Guigon, 1991 et Berga, 2003,  $\phi$  augmente avec : l'angularité des particules et leur rugosité ; ainsi que l'étalement

granulométrique. Par contre,  $\phi$  diminue lorsque l'indice des vides  $e$  et la teneur en eau  $w$  augmentent. Une diminution de porosité correspond à une structure plus resserrée ; et donc caractérisée par une structure mécanique plus rigide.

La forme irrégulière des particules augmente le nombre de points de contact ; et donc la cohésion.

### VI.2.2 Effet de la contrainte de chargement :

Dans l'annexe V, nous avons représenté les courbes contrainte-déformation, obtenues sur chaque mélange. Les valeurs des variations de hauteur des échantillons, prises dans cette étude, sont celles observées après leur rupture et non pas à chaque instant d'application de la contrainte normale (se référer aux tableaux VI.1 et VI.2, cités en haut).

En examinant les valeurs des variations de hauteurs  $\Delta H$ , on constate que le cisaillement de la majorité des échantillons se fait par augmentation du volume, qu'on définit par le terme de « dilatance », ceci est observé pour le cas des contraintes normales faibles ( $\leq 200$  kPa). Ceci explique l'allure du pic des courbes contrainte-déformation, illustrées dans l'annexe V, qui est de plus ou moins clair, dû au phénomène de dilatance (gonflement). Au-delà de 200 kPa, le cisaillement des mélanges se fait par diminution du volume et donc par « contractance ». Ces constatations sont en concordance avec celles données par K. Boussaid, 2005.

On observe aussi que la résistance au cisaillement est proportionnelle avec la contrainte normale. Elle atteint son maximum à 10% de fines argileuses et à 15% de fines calcaires, pour une contrainte de 400 kPa. D'ailleurs, ces résultats confirment ceux obtenus dans l'étude de ces mélanges au compactage. De plus, la résistance obtenue avec les fines argileuses ( $\tau_{\max} = 661.5$  kPa) est supérieure à celle obtenue avec les fines calcaires ( $\tau_{\max} = 625.6$  kPa). Ceci est dû peut être aux propriétés colloïdales de l'argile, caractérisée par le pouvoir lubrifiant de ces particules, dû à la mobilité de la double couche ionique.

### Conclusion

Dans cette étude, on s'est intéressé uniquement au cisaillement des mélanges de la fraction 0/6 mm, en raison des dimensions de la boîte de cisaillement, qui conviennent pour les sols granulaires fins.

La teneur en fines est parmi les paramètres qui influent sur les caractéristiques au cisaillement des matériaux. A la lumière des résultats obtenus, nous avons constaté que l'apport progressif de particules fines, fait augmenter la cohésion et diminuer l'angle de frottement interne.

Comme les matériaux testés sont concassés, la cohésion dans ce cas, est gouvernée en grande partie par l'état de compacité du matériau ; donc la source génératrice de la cohésion provient des forces mécaniques apparentes, dues à l'enchevêtrement et à l'arrangement des grains.

Pour des contraintes normales faibles ( $\leq 200$  kPa), le cisaillement de la majorité des échantillons se fait par augmentation du volume (dilatance), au-delà de 200 kPa, le cisaillement des mélanges se fait par diminution du volume (contractance).

Pour une contrainte normale de 400 kPa, la résistance au cisaillement des mélanges obtenue avec l'ajout de fines argileuses (10%) est plus élevée qu'avec l'ajout de fines calcaires (15%), ceci est dû peut être au pouvoir lubrifiant des particules argileuses.

Au terme de cette étude, on peut admettre que les plages de résistance au cisaillement les plus intéressantes, sont observées sur les mélanges ayant 10 et 15% de fines calcaires et les mélanges de 8% et 15% de fines argileuses.



# **CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES**

## ***CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES***

L'étude entreprise a porté essentiellement sur l'effet de l'ajout de particules fines, calcaires et argileuses, dont le diamètre est inférieur à 80 $\mu$ m, sur les matériaux granulaires non liés, destinés à la construction de la couche de base et de fondation d'une assise de chaussée. La présence de particules fines, en quantité excessive, dans un matériau de chaussée, peut nuire à l'ouvrage projeté et compromettre ainsi la qualité de la structure envisagée. L'intérêt de cette étude est donc, de déterminer le taux optimal de ces particules fines, permettant à la fois une amélioration des caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre et une rigidité suffisante de la chaussée une fois mise en service.

La question à laquelle on est tenté de vouloir répondre dans cette conclusion, est de savoir : *quel est l'effet de ces fines particules sur les caractéristiques mécaniques des matériaux compactés ?* Pour cela, la démarche que nous avons adoptée, consiste principalement en la réalisation d'essais de compactage au laboratoire, mettant en évidence certains paramètres liés au matériau (teneur en eau, teneur en fines et granulométrie), influençant sur les caractéristiques physiques du compactage (notamment la densité sèche).

Les principales conclusions que nous avons pu tirer de cette étude, peuvent se répartir comme suit :

Le comportement au compactage des mélanges granulaires est fortement lié à la proportion de fines incorporée. Celle-ci, en augmentant, fait accroître la densité sèche et fait diminuer la teneur en eau, qui varient en fonction de la fraction granulaire compactée, jusqu'à atteindre un taux optimal. Grâce au rôle lubrifiant de ces particules fines, le glissement entre les gros granulats se trouve facilité, leur permettant ainsi d'atteindre un niveau de rangement le mieux adapté.

L'influence des particules fines sur la densité sèche des mélanges compactés, nous fait distinguer trois catégories de mélanges :

- Les mélanges à faibles proportions de fines, pour lesquels les vides inter-grains ne sont pas entièrement remplis de particules fines (calcaires ou argileuses). L'existence de contact entre les grains de sable ou de graviers, conduit à un comportement essentiellement frottant.
- Les mélanges ayant un pourcentage optimal de fines, pour lesquels la densité sèche est maximale. A ce stade, chaque fraction influe sur le comportement de l'autre et par conséquent, le comportement du mélange est cohérent et frottant à la fois.
- Au delà de la teneur en fines optimale, les grains de sable ou de graviers sont très dispersés et le comportement du squelette est gouverné, en grande partie par la fraction fine.

En termes de minéralogie, on constate que les densités optimales obtenues avec les fines argileuses sont légèrement élevées par rapport à celles obtenues avec les fines calcaires. Ce rapprochement des valeurs de  $\gamma_{dopm}$  est dû peut être à la plasticité moyenne de l'argile et à son activité inerte.

Les essais Proctor effectués, ont permis d'aboutir aux taux optimaux de particules fines, pour lesquels les densités sèches sont les plus élevées. Il a été constaté que les classes granulaires 0/6 et 6/10 ont les mêmes teneurs optimales de fines : 15% de fines calcaires et 10% de fines argileuses, par contre la classe 10/14 nécessite 20% de fines calcaires et argileuses.

La granulométrie initiale des mélanges a un effet considérable sur les caractéristiques physiques du compactage, d'où les densités élevées obtenues pour la classe 0/6, caractérisée par une granulométrie étalée, par rapport à celles des classes 6/10 et 10/14, caractérisées par des granulométries serrées.

A travers des essais d'analyses granulométriques, effectués sur les échantillons compactés, nous avons pu mettre en évidence l'évolution de la taille des grains et de la production de particules fines pendant le compactage. Cette évolution de la granulométrie est d'autant plus élevée, lorsque la taille des grains est importante (cas correspondant aux fractions granulaires 6/10 et 10/14 mm). En effet, pendant le compactage, les grains subissent un écrasement, qui entraîne une diminution de la taille des grains et une production de particules fines. Par conséquent, il s'ensuit une modification de la granulométrie et de l'état de surface des grains.

Concernant la perméabilité, on déduit que celle-ci est d'autant plus faible, que la teneur en fines est élevée et que la granulométrie est étalée. Ceci, trouve certainement, son explication,

au fait que le volume des vides initial du matériau est rempli par les particules fines et cela réduit considérablement, les différents chemins d'écoulement, qui existaient auparavant.

Malgré la dispersion des résultats, l'étude de la portance a révélé une bonne résistance des mélanges granulaires compactés, qui est traduite par les valeurs élevées des indices CBR, dues à l'amélioration de la granulométrie des mélanges pendant le compactage.

A l'issue de cette étude, on constate que l'indice CBR immersion chute plus rapidement par rapport à l'indice CBR immédiat, en fonction de la teneur en fines.

Les indices maximaux sont atteints pour les échantillons compactés à teneur en eau optimale, dans le cas des essais CBR immersion et pour les échantillons compactés à sec et comportant des teneurs en argile assez élevées, dans le cas des essais CBR immédiat.

Aussi, on admet que les valeurs du gonflement relatif des mélanges sont insignifiantes, sauf dans le cas des mélanges compactés à sec et comportant des teneurs assez élevées de particules fines ( $\% \leq 20$ , notamment pour les fines argileuses), pour lesquels on observe une augmentation des teneurs en eau, après saturation. Ce gonflement négligeable reflète la bonne qualité des mélanges, car pendant la mise en service, les matériaux sont soumis aux variations climatiques, et donc d'humidité saisonnière.

Par ailleurs, on déduit que la résistance au poinçonnement des mélanges varie considérablement, selon la classe granulométrique compactée, l'énergie utilisée, la nature et la quantité de fines additionnée, et les conditions hydriques dans lesquelles les échantillons ont été soumis.

Le dimensionnement de la chaussée par la méthode CBR, nous a permis d'obtenir de faibles épaisseurs, suite aux valeurs élevées des indices CBR. Pour cette raison, nous avons adopté la démarche du catalogue proposée par le CTTT. L'épaisseur totale obtenue est de 54 cm, se répartissant à 20 cm de GNT pour la couche de base et à 34 cm de GNT pour la couche de fondation. La couche de surface est réduite à un simple enduit superficiel.

Les essais de cisaillement direct, réalisés sur la fraction 0/6 mm, révèlent que la cohésion des mélanges augmente au fur et à mesure que l'on augmente la teneur en fines, tandis que l'angle de frottement interne diminue. En termes de  $c$  et  $\phi$ , les plages de résistance au cisaillement les plus intéressantes sont observées sur les mélanges ayant 10 et 15% de fines calcaires et les mélanges de 8% et 15% de fines argileuses. Par ailleurs, la résistance au cisaillement est maximale à 10% de fines argileuses et à 15% de fines calcaires, pour une contrainte normale de 400 kPa.

Enfin, du point de vue laboratoire, il semblerait que les matériaux testés présentent de bonnes performances mécaniques, leur utilisation est convenable pour la réalisation des assises de chaussées souples, à faible trafic.

Nous estimons que ce travail est loin d'être complet, pour cela nous pouvons orienter de futures études sur ce sujet :

- Il nous paraît nécessaire de compléter l'étude en laboratoire par des essais triaxiaux à chargement répété, qui représentent le chargement subi par les matériaux en milieu routier, car sur la chaussée, les charges appliquées sont mobiles, et leur déplacement induit une rotation des directions principales des contraintes. Bien que les essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande reproduise cette rotation, car les efforts tangentiels sont plus importants aux interfaces, ces essais ne sont possibles que sur les matériaux granulaires fins, dont le diamètre est inférieur à 5 mm.

Ces essais permettent en outre, d'évaluer les caractéristiques intrinsèques, exprimées en termes de cohésion et d'angle de frottement interne des matériaux, en fonction du pourcentage d'ajout.

- Des planches d'essais sur site réel sont nécessaires, pour confirmer les performances techniques des matériaux et leur mode de mise en œuvre, car les essais de laboratoire et de chantier ne sont pas réalisés dans les mêmes conditions ; en effet, en laboratoire, on sollicite seulement le matériau et la répartition des contraintes est uniforme dans tout le matériau, alors que sur chantier on mesure la réponse de la structure globale de la chaussée, constituée par un multicouche de matériaux différents, dans laquelle la répartition des contraintes n'est pas uniforme.
- S'il est possible, on pourra aussi étudier l'effet de particules fines, d'origine minéralogique, autre que celle de l'argile utilisée dans cette étude, car l'Algérie comporte en sa majorité, des sols argileux, dont le potentiel de gonflement est important.

# **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- L. AIT SAADI, A. COURADIN & G. DIDIER.** Amélioration des performances hydrauliques d'un sable : Etude en laboratoire et contrôle IN-SITU, Application à la reconstitution d'une barrière étanche d'un centre de stockage de déchets. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.
- N.A. AL-SHAYEA.** The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remoulded unsaturated soils. Bulletin Association Engineering Geology. Volume 62, pp. 319–342, 2001.
- G. ARQUIÉ & G. MOREL.** Le compactage. Editions Eyrolles, Paris, 1988.
- A. ATTERBERG.** The behavior of clays with water, their limits of plasticity. Kunglia Lantbruksakademiens Handlingar och Tidskrift, volume 50, N° 2, pp. 132 - 158, 1911.
- R.D. BARKSDALE.** Laboratory evaluation of rutting in base course materials. In Proceedings of the third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavement, volume 3, pp. 161-174, London, 1972.
- R.D. BARKSDALE & S.Y. ITANI.** Influence of aggregate shape on base behaviour, Transportation Research Record n°1227, pp. 173-182, 1989.
- A. BEKKOUCHE, A. DJEDID & S.M. AISSA MAMOUNE.** Identification et prévision du gonflement des sols expansifs. Séminaire National de Génie Civil, Sidi Bel-Abbes, 2001.
- A. BERGA.** Eléments de mécanique des sols. Centre universitaire de Béchar, année universitaire 2003 – 2004.
- J. BIAREZ & P.Y. HICHER.** Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires. Revue Française de génie civil, volume 1, N° 4, pp. 607-631, 1997.
- K. BOUSSAID.** Sols intermédiaires pour la modélisation physique : Application aux fondations superficielles. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et de l'université de Nantes, novembre 2005.

- K. BOUSSAID, J. GARNIER, L. THOREL, N. THETIOT & G. RAULT.** Préparation par compactage de massifs de sols pour essais sur modèles réduits. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.
- F. BOUZID.** Etude de l'aspect physico-chimique des caractéristiques mécaniques d'une argile gonflante : Bentonite. Thèse de magister en géotechnique, Institut de génie civil, USTHB, Alger, 1997.
- H. BRANDL.** Freezing-thawing behaviour of soils and unbound road layers. First Central Asian geotechnical symposium, Astana/Kazakhstan. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 2000.
- H. BRANDL.** Unbound courses in road engineering. Federal Ministry of Public Works and Technology, Vienna, Austria. *Stassenforschung* 67, 1977.
- P. BREUL & R. GOURVÈS.** Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée à l'essai de pénétration. *Revue française de géotechnique*, 1999.
- H. BRUNEL.** Cours de routes. I.U.T de Bourges, université d'Orléans. Année universitaire : 2004 – 2005.
- CDG-GRA.** Cahier Des Charges Granulats. Granulats et sables. Laboratoire d'Essais des Matériaux, Ponts et Chaussées, Ministère des Travaux Publics, juin 2006.
- S. CAILLÈRE, S. HÉNIN & M. RAUTUREAU.** Minéralogie des argiles. 1. Structure et propriétés physico-chimiques, INRA, Actualités scientifiques et agronomiques. Editions Masson, Paris, 1982.
- S. CAILLÈRE, S. HÉNIN & M. RAUTUREAU.** Minéralogie des argiles. 2. Classification et nomenclature, INRA, Actualités scientifiques et agronomiques. Editions Masson, Paris, 1982.
- B. CAMBOU.** Compressibilité d'un milieu pulvérulent, influence de la forme et de la dimension des particules sur les propriétés mécaniques d'un milieu pulvérulent. Thèse de doctorat de l'université scientifique et médicale de Grenoble, 1972.
- F.H. CHEN.** Foundation on expansive soils. Elsevier, 1988.
- L.W. CHEUNG & A.R. DAWSON.** The effects of particle and mix characteristics on the performance of some granular materials. University of Nottingham, Annual Meeting TRB, 2002.
- I.K. CISSE, N.D. NDIAYE & A. DIARRA.** Amélioration par voie mécanique des graveleux latéritiques de faibles performances à l'aide de sables fillérisés de calcaire et de grès. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.



- O. CORONADO, J.M. FLEUREAU, A.G. CORREIA & B. CACEIDO.** Influence de la succion sur les propriétés de matériaux granulaires routiers. 57<sup>e</sup> Congrès canadien de géotechnique, 5<sup>e</sup> Congrès conjoint AIH-CNC/SCG, Hôtel Hilton, Québec, Canada, 24-28 octobre 2004.
- J. COSTET & G. SANGLERAT.** Cours pratique de mécanique des sols, plasticité et calcul des tassements, tome I, 3<sup>e</sup> Edition Dunod, 1983.
- J. CÔTÉ & J.M. KONRAD.** Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials: a practical method for pavement engineers. Canadian Geotechnical Journal, volume 40, pp.121-136, 2003.
- CTTP.** Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves. Notice d'Utilisation, fascicule 1, novembre 2001.
- CTTP.** Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves. Hypothèses et Données de dimensionnement, fascicule 2, novembre 2001.
- CTTP.** Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves. Fiches Techniques de Dimensionnement, fascicule 3, novembre 2001.
- G. DEGOUTTE & P. ROYET.** Aide mémoire de mécanique des sols. Cemagref, les publications de l'ENGREF, 2005.
- A. DJEDID, A. BEKKOUCHE & S.M. AISSA MAMOUNE.** Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 233, pp. 67-75, juillet-août 2001.
- B.J. DONGMO-ENGELAND.** Caractérisation des déformations d'orniérage des chaussées bitumineuses. Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, mars 2005.
- R. DUPAIN, R. LANCHON & J.C SAINT ARROMAN.** Granulats, sols, ciments et bétons. Caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire. Editions Casteilla, Paris, 1995.
- H.T EL-MOKHTAR.** Modélisation des déformations permanentes des graves non traitées. Application au calcul d'orniérage des chaussées souples. Thèse de doctorat de l'université de Limoges, 2005.
- M.A. EL-SOHBY & A.R. EL-SAYED.** Some factors affecting swelling of clayey soils. Geotechnical Engineering, volume 12, pp. 19 – 39, 1981.
- E.N.** Normes Européennes Granulats 2004. Mémento à l'usage des utilisateurs et prescripteurs. Fédération des Industries Extractives et Transformatrices de Roches Non Combustibles, S.C.R.L, FEDIEX, 2004.

- V. FERBER.** Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification : Apport d'un modèle de microstructure. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et de l'université de Nantes, septembre 2005.
- F. FERRAH.** Prise en compte du gonflement pour le dimensionnement des fondations superficielles. Mémoire de magister en mécanique des sols, université de Batna, 2006.
- G. GIDEL.** Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples. Thèse de doctorat de l'université Bordeaux I, septembre 2001.
- G. GIDEL, P. HORNYCH, J.J. CHAUVIN, D. BREYSSE & A. DENIS.** Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°233, pp. 5-21, juillet - août 2001.
- J.P. GIROUD & A. BOTTERO.** Influence des propriétés physico-chimiques des argiles monominérales sur leur comportement mécanique. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 62, pp. 105 – 116, novembre-décembre 1972.
- E. GUYON & J.P. TROADEC.** Du sac de billes au tas de sables. Editions Odile Jacob, Sciences, 1994.
- D. HAN.** Effect of mix proportion and density on the saturated hydraulic conductivity of Korean bentonite. Proceeding of the eighth Congress of the International Association of Engineering Geology and the Environment, Vancouver, British Columbia, Canada, volume IV, pp. 963 – 970, 21–25 september 1998.
- R.D. HOLTZ & W.D. KOVACS.** Introduction à la géotechnique. Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, Montréal, 1991.
- P. HORNYCH, J.F. CORTE & J.L. PAUTE.** Étude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°184, pp. 77-84, mars- avril 1993.
- V.C. JANOO & J.J. BAYER II.** The effect of aggregate angularity on base course performance. Cold Regions Research & Engineering Laboratory. US Army Corps of Engineers. Technical Report ERDC/CRREL TR-01-14, september 2001.
- G. JEUFFROY.** Conception et construction des chaussées. Tome II : Les matériaux, les matériels, les techniques d'exécution des travaux. Editions Eyrolles, Paris, 1985.
- M. KHAY.** Etude des propriétés avant prise des assises traitées. Compactibilité des matériaux. Rapport de recherche. Centre d'Expérimentations Routières de Rouen.

- S. KHERBACHE.** Etude de l'influence de l'ajout de particules fines contenues dans les sables concassés sur le retrait et la résistance des bétons. Mémoire de magister de génie civil de l'université de Bejaia, 2006.
- J.M. KONRAD & N. LEMIEUX.** Influence of fines on frost heave characteristics of a well-graded base-course material. Canadian Geotechnical Journal, volume 42, pp.515-527, 2005.
- B.T. KOUASSI, A. KOUAKOU & B. N'ZI.** Influence de l'énergie de compactage sur le mode d'interprétation des résultats de l'essai CBR. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.
- H.P. KURZ & G. MUNZ.** The influence of particle size distribution on the flow properties of limestone powders. Powder Technology 11, pp. 37 – 40, 1975.
- P.V. LADE, J.A. YAMAMURO & AL.** Significance of particle crushing in granular materials. Journal of Geotechnical Engineering, volume 122, N° 4, pp. 3109-3116, 1996.
- M. LAMARA, M.F. LAKHDARI & I. GOUAL.** L'ajout des particules fines pour améliorer la capacité portante des assises de chaussées. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.
- LCPC-SETRA.** Guide technique : Conception et dimensionnement des structures de chaussées, 1994.
- LCPC-SETRA.** Guide technique : Réalisation des remblais et des couches de forme. Principes généraux, Fascicule I, septembre 1992.
- LCPC-SETRA.** Guide technique : Réalisation des remblais et des couches de forme. Annexes techniques, Fascicule II, septembre 1992.
- T. LORINO.** Autopsie d'une chaussée. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2005.
- B. LOUAFI.** Stabilisation d'une bentonite par ajout de sable. Interaction sol-matériau d'amendement. Thèse de magister en géotechnique, Institut de génie civil, USTHB, Alger, 1997.
- G.R. McDOWELL & M.D. BOLTON.** On the micromechanics of crushable aggregates, Géotechnique 48, N° 5, pp. 667-679, 1998.
- R.J. MARSAL.** Research on granular materials. Experimental work compiled for the IX International Conference on Soils. Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1-78, Tokyo, June 1977.
- M. MEBTOUL, A. OULD DRIS & P. GUIGON.** Fluidisation des particules fines. Tome 2 : Forces interparticulaires. PARTEC, novembre 1991.

- B. MELBOUCI.** Influence de l'énergie de compactage sur l'écrasement des grains des matériaux granulaires. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.
- B. MELBOUCI.** Identification du matériau pegmatite de la région de Kabylie. Revue Algérie Equipement N° 36, décembre 2002.
- J.K. MITCHELL.** Fundamentals of soil behavior. Wiley Inter Science, second edition, 1993.
- N. MIURA & S. O-HARA.** Particle-crushing of a decomposed granite soil under shear stresses. Soils and Foundations, volume 19, N° 3, 1979.
- M. MORSLI, M. CHERRAK, A. BALI & J.M. FLEUREAU.** Comportement du matériau tuf calcaire-sable de dune. Séminaire International sur Le Compactage Des Sols. Hammamet, Tunisie, 25-26 mars 2005.
- R. MOURADOV.** Gisement d'argile d'oued Remila. Rapport géologique final, recherches détaillées. Entreprise Nationale de Développement et Recherches Industrielles des Matériaux de Construction (E.N.D.M.C), Unité Recherches et Etudes Géologiques (U.R.E.G), Boumerdès, 1983.
- J. MYONDO-ONDOA.** Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compactabilité et la résistance au cisaillement des mélanges de sables et d'argiles. Thèse de l'université Pierre et Marie Curie et ENSMP, 1979.
- Y.M. NA, V. CHOA, C.I TEH & M.F. CHANG.** Geotechnical parameters of reclaimed sandfill from the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, volume 42, pp.91-109, 2005.
- A. NURMIKOLU.** Degradation and frost susceptibility of crushed rock aggregates used in structural layers of railway track. Thesis for the degree of doctor of technology. Tampere University of technology. Publication 567, november 2005.
- B. OUZROUROU.** Cours de routes. Chapitre 5 : dimensionnement des structures de chaussées neuves. Ministère de l'Equipement et de l'Aménagement du Territoire, ENTP d'Alger, 1997-1998
- J.L. PAUTE, P. HORNYCH & J.P. BENABEN.** Comportement mécanique des graves non traitées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190, mars-avril 1994, pp. 27-55.
- J.L. PAUTE, J. MARIGNIER & B. VIDAL.** Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°190, mars-avril 1994, pp. 19-26.

**C. PEYRONNE, G. CAROFF & C. GILBERT.** Cours de routes. Dimensionnement des chaussées. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1991.

**Ir Cl. PLOYAERT.** Les fondations routières liées au ciment : qualité et application. Bulletin publié – FEBELCEM - Fédération de l'Industrie Cimentière Belge, mai 2003.

**T. RAMAMURTHY.** Crushing phenomena in granular soils. Journal of the Indian National Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 8, 1969.

**F. SCHLOSSER.** Eléments de mécanique des sols, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Juillet 1997.

**F. SOULIÉ.** Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaires. Thèse de doctorat de Montpellier II, juillet 2005.

**S.T.A.C.** Instruction technique sur les aérodromes civils. Chapitre 5 : Conception des chaussées aéronautiques. Catalogue des publications des Services Techniques de l'Aviation Civil (S.T.A.C), 2<sup>e</sup> édition, 1999.

**S.T.B.A.** Service Technique des Bases Aériennes. Emploi des matériaux bitumineux à module élevé, novembre 1998.

**N.H. THOM & S.F. BROWN.** Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base. Transp. Res. Rec. 1121, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 50-56, 1987.

**Q.D. TRAN.** Modèle simplifié pour les chaussées fissurées multicouches. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, ENPC, septembre 2004.

**G. WANG, K. SASSA & H. FUKUOKA.** Role of grain size and fine-particle content on the pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: An experimental study. Research Centre on landslides, DPRI, Kyoto University. International Workshop on occurrence and mechanisms of flows in natural slopes and earthfills, pp. 163-174, Kyoto, Japan, 2003.

**N. YAICI, S. HADDADI & N. LARADI.** Effet des fines argileuses sur les caractéristiques mécaniques de l'enrobé bitumineux. 17<sup>e</sup> Congrès Français de Mécanique, Troyes, septembre 2005.

- **Rapport géologique et géographique** de la carrière ENOF Adrar Oufarnou, Bejaia.

- **Rapport des résultats d'analyses chimiques.** Office National de Recherche Géologique et Minière (O.R.G.M), Boumerdès, novembre 2005.

- **Rapport d'analyse sédimentométrique.** Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (L.T.P.E), Direction Régionale de Sétif, juillet 2006.

## NORMES UTILISÉES

- **XP P18-545 (2004)** : Granulats. Eléments de définition, conformité et codification.
- **NF P18-553 (1990)** : Granulats. Préparation d'un échantillon pour essai.
- **NF P18-554 (1990)** : Mesure des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux.
- **NF P18-555 (1990)** : Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables.
- **NF P18-560 (1990)** : Analyse granulométrique par tamisage. Détermination de la granularité des granulats.
- **NF P18-572 (1990)** : Essai d'usure Micro-Deval. Mesure de la résistance à l'usure par frottements réciproques en présence d'eau ou à sec des gravillons.
- **NF P18-573 (1990)** : Essai Los Angeles. Mesure de la résistance aux chocs des gravillons.
- **NF P18-591 (1990)** : Détermination de la propreté superficielle.
- **NF P18-597 (1990)** : Détermination de la propreté des sables. Equivalent de sable à 10% de fines.
- **NF P94-051 (1993)** : Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle – limite de plasticité au rouleau.
- **NF P94-057 (1992)** : Analyse granulométrique des sols. Méthode par sédimentation.
- **NF P94-066 (1992)** : Essai de fragmentabilité. coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.
- **NF P94-067(1992)** : Essai de dégradabilité. Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.
- **NF P94-078 (1997)** : Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR, indice CBR après immersion, indice CBR immédiat et indice portant immédiat.
- **NF P94-093 (1999)** : Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal – Essai Proctor modifié.

- **NF P98-082 (1994)** : Dimensionnement des chaussées routières. Détermination des trafics routiers pour le dimensionnement des structures de chaussées.
- **NF P98-125 (1994)** : Graves non traitées. Méthodologie d'étude en laboratoire.
- **NF P98-129 (1994)** : Graves non traitées. Définition - Composition – Classification.
- **NF P98-231-1 (1992)** : Comportement au compactage des matériaux autres que traités aux liants hydrocarbonés. Essai Proctor modifié adapté aux graves et sables utilisés en assise de chaussées.

# **ANNEXES**



## ANNEXE I

**Tableau I.1 :** valeurs du coefficient d'agressivité *A* (d'après le fascicule 2 du CTPP, 2001).

Niveau de réseau principal (RPi)	Types de matériaux et structures	Valeurs de A
<b>RP1</b>	Chaussées à matériaux traités au bitume : GB/GB, GB/Tuf, GB/SG, ...	0.6
	Chaussées à matériaux traités aux liants hydrauliques : GL/GL, BCg/GC, ...	1
<b>RP2</b>	Chaussées à matériaux non traités : GNT/GNT, Tuf/Tuf, SG/SG, AG/AG	0.6
	Chaussées à matériaux traités au bitume : SB/SG	0.4
<b>RP1 et RP2</b>	Sol support (calcul de $\epsilon_{z,ad}$ )	0.6

**GB:** Grave Bitume, **GL:** Grave Laitier, **GC :** Grave Ciment, **GNT :** Grave Non Traitée, **AG :** Arène Granitique, **SG :** Sable Gypseux, **BCg :** Béton de Ciment goujonné, **Tuf :** encroûtement calcaire.

**Tableau I.2 :** zones climatiques et pluviométrie de l'Algérie (d'après les fascicules 1 et 2 du CTPP, 2001).

Zone climatique	Pluviométrie (mm/an)	Climat	Région
<b>I</b>	> 600	Très humide	Nord
<b>II</b>	350 – 600	Humide	Nord, Hauts-plateaux
<b>III</b>	100 – 350	Semi-aride	Hauts-plateaux
<b>IV</b>	< 100	Aride	Sud

**Tableau I.3 :** classes de portances des sols (d'après le fascicule 1 du CTTT, 2001).

Classe de portance $S_i$	$S_4$	$S_3$	$S_2$	$S_1$	$S_0$
<b>I.CBR</b>	< 5	5 - 10	10 - 25	25 - 40	> 40

**Tableau I.4 :** durées de vie adoptées (d'après le fascicule 2 du CTTT, 2001).

Niveau de réseau principal (RPi)	Matériaux types	Structures types	Durée de vie (années)
<b>RP1</b>	MTB	GB/GB, GB/GNT, GB/Tuf, GB/SG	20
	MTLH	GL/GL	20
		BCg	25
<b>RP2</b>	MNT	GNT/GNT, Tuf/Tuf, SG/SG, AG/AG	15
	MTB	SB/SG	15

**MTB** : Matériaux Traités au Bitume,

**MTLH** : Matériaux Traités aux Liants Hydrauliques,

**MNT** : Matériaux Non Traités.

**Tableau I.5 :** valeurs du coefficient d'équivalence en fonction du type de matériau.

Type de matériau	Coefficient d'équivalence « a »
Béton bitumineux (BB) - enrobé dense	2.00
Grave ciment (GC) - Grave laitier (GL)	1.50
Sable ciment (SC)	1.00 – 1.20
Grave concassée (GNT) - gravier	1.00
Tuf	0.70 – 0.80
Grave roulée – grave sableuse (TVO)	0.75
Sable	0.50
Grave bitume (GB)	1.60 – 1.70

**Tableau I.6 :** trafic cumulé en nombre d'essieux équivalents de 13 tonnes pour RP2.

Classe TPLi (PL/j/sens)	Centre de classes (PL/j/sens)	Trafic cumulé en nombre d'essieux équivalents de 13 tonnes TCEi (10 <sup>5</sup> )	
		Structures à MNT : GNT/GNT, Tuf/Tuf, SG/SG...	Structures à MTB : SB/SG
TPL3 300	220	9.6	6.4
TPL2 150	120	5.3	3.5
TPL1 100	70	3.1	2.0
TPL0 50	25	1.1	0.7
0			

**Tableau I.7 :** performances mécaniques des matériaux non traités.

Niveau de la couche	Modules des MNT (MPa)	Valeurs de K	$\nu$
<b>Base</b> $15 \leq h \leq 20$ cm	GNT = 500	2.5	0.25
	Tuf 1 = 500	2	0.25
	Tuf 2 = 300	2	0.25
	SG 1 = 700	2	0.25
	SG 2 = 300	2	0.25
	AG = 300	2	0.25
<b>Fondation</b> (en sous couches de 25 cm)	$E_{MNT}$ (sous couche 1) = K. $E_{sol}$ support $E_{MNT}$ (sous couche i) = K. $E_{MNT}$ (sous couche i-1) Avec $E_{MNT}$ borné à $E_{MNT}$ couche de base		
<b>Fondation MNT sous</b> <b>GB et SB</b> (GB/MNT)	$E_{MNT}$ (sous couche 1) = K. $E_{sol}$ support (avec K idem ci-dessus) $E_{MNT}$ (sous couche i) = K. $E_{MNT}$ (sous couche i-1) Avec $E_{MNT}$ borné à 350 MPa		

## ANNEXE II

**Tableau II.1 : distributions granulométriques des classes de référence.**

<b>Ouverture des tamis (mm)</b>	<b>Classe 0/6 mm Tc (%)</b>	<b>Classe 6/10 mm Tc (%)</b>	<b>Classe 10/14 mm Tc (%)</b>
<b>14</b>	-	-	99
<b>12.5</b>	-	-	56
<b>10</b>	-	100	4
<b>8</b>	-	72	1
<b>6.3</b>	100	6	-
<b>5</b>	83	1	-
<b>4</b>	70	-	-
<b>3.15</b>	60	-	-
<b>2</b>	44	-	-
<b>1</b>	28	-	-
<b>0.5</b>	19	-	-
<b>0.25</b>	12	-	-
<b>0.125</b>	8	-	-
<b>0.100</b>	7	-	-
<b>0.080</b>	6	-	-
<b>0.063</b>	4	-	-

**Tableau II.2 :** classification « LCPC », des sols grenus (plus de 50% d'éléments >0.08mm).

Définitions		Symboles	Conditions	Appellation
<b>Graves</b>	Plus de 50% des éléments >0.08mm ont un diamètre >2mm (ASTM N° 7)	Moins de 5% d'éléments <0.08mm	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ <b>et</b> $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	<b>Grave propre bien graduée.</b>
			Une des conditions de Gb non satisfaite	<b>Grave propre mal graduée.</b>
		Plus de 12% d'éléments <0.08mm.	Limite d'Atterberg au dessous de A.	<b>Grave limoneuse.</b>
			Limite d'Atterberg au dessus de A.	<b>Grave argileuse.</b>
<b>Sables</b>	Plus de 50% des éléments >0.08mm ont un diamètre <2mm.	Moins de 5% d'éléments <0.08mm.	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ <b>et</b> $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	<b>Sable propre bien gradué.</b>
			Une des conditions de Sb non satisfaite.	<b>Sable propre mal gradué.</b>
		Plus de 12% d'éléments <0.08mm.	Limite d'Atterberg au dessous de A.	<b>Sable limoneux.</b>
			Limite d'Atterberg au dessus de A.	<b>Sable argileux</b>
<b>Lorsque 5% &lt; 0.08mm &lt;12%, on utilise un double symbole.</b>				

**Tableau II.3 : analyse sédimentométrique de la fraction argileuse.**

<b>Φ (μm)</b>	77	55	38	25	17	12	8	6	4	3	1
<b>Tc (%)</b>	99	94	90	78	74	64	58	54	42	38	30

**Φ** : diamètre des particules, exprimé en μm,

**Tc** : tamisât cumulé, exprimé en %.

**Tableau II.4 : distributions granulométriques de la fraction granulaire 10/20mm, obtenues avant et après essai de fragmentabilité.**

<b>Ouverture des tamis (mm)</b>	<b>Tamisât cumulé (%)</b>	
	<b>Avant essai</b>	<b>Après essai</b>
<b>20</b>	98	100
<b>16</b>	47	57
<b>14</b>	28	44
<b>10</b>	0.0	19
<b>6.3</b>	-	13
<b>5.0</b>	-	11
<b>4.0</b>	-	10
<b>3.15</b>	-	8.0
<b>2.00</b>	-	6.0
<b>1.00</b>	-	4.0
<b>0.50</b>	-	3.0
<b>0.25</b>	-	2.0
<b>0.125</b>	-	1.5
<b>0.100</b>	-	1.4
<b>0.080</b>	-	1.0

**Tableau II.5 :** *distributions granulométriques de la fraction granulaire 10/20mm, obtenues avant et après essai de dégradabilité.*

Ouverture des tamis (mm)	Tamisât cumulé (%)	
	Avant essai	Après essai
20	98	100
16	47	50
14	28	30
12.5	11	13
10	0.0	2
5.0	-	1.9
2.0	-	1.8
1.0	-	1.0

**Tableau II.6 :** *distributions granulométriques de la fraction granulaire 10/20mm, obtenues avant et après essai d'altérabilité.*

Ouverture des tamis (mm)	Tamisât cumulé (%)	
	Avant essai	Après essai
20	98	100
16	47	50
14	28	32
10	0.0	0.4
5.0	-	0.2







**Tableau II.7 :** classification des sols rocheux d'après LCPC-SETRA, 1992 (fascicule I).

Nature pétrographique de la roche		Paramètres retenus	Sous-classe	
<b>Roches carbonatées</b>	<b>R<sub>1</sub> craie</b>	$\rho_d > 1.7$	Craie dense	R <sub>11</sub>
		$1.5 < \rho_d \leq 1.7$ et $w_n \geq 27$	Craie de densité moyenne	R <sub>12h</sub>
		$1.5 < \rho_d \leq 1.7$ et $22 \leq w_n < 27$		R <sub>12m</sub>
		$1.5 < \rho_d \leq 1.7$ et $18 \leq w_n < 22$		R <sub>12s</sub>
		$1.5 < \rho_d \leq 1.7$ et $w_n < 18$		R <sub>12ts</sub>
		$\rho_d \leq 1.5$ et $w_n \geq 31$	Craie peu dense	R <sub>13th</sub>
		$\rho_d \leq 1.5$ et $26 \leq w_n < 31$		R <sub>13h</sub>
		$\rho_d \leq 1.5$ et $21 \leq w_n < 26$		R <sub>13m</sub>
		$\rho_d \leq 1.5$ et $16 \leq w_n < 21$		R <sub>13s</sub>
		$\rho_d \leq 1.5$ et $w_n < 16$		R <sub>13ts</sub>
	<b>R<sub>2</sub> Calcaires rocheux divers :</b> - Calcaires grossiers, - Tufs et encroûtements etc...	$MDE \leq 45$	Calcaire dur	R <sub>21</sub>
		$MDE > 45$ et $\rho_d > 1.8$	Calcaire de densité moyenne	R <sub>22</sub>
		$\rho_d \leq 1.8$	Calcaire fragmentable	R <sub>23</sub>



## ANNEXE III

**Tableau III.1 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié.**

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schéma récapitulatif
Essai Proctor normal	Masse de la dame	2 490 g	2 490 g	<p style="text-align: center;">3 couches, à raison de :</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>25 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Dame Proctor normal</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>55 coups par couche</p>  <p>Moule CBR</p> </div> </div>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	55	
Essai Proctor modifié	Masse de la dame	4 535 g	4 535 g	<p style="text-align: center;">5 couches, à raison de :</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>25 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Dame Proctor modifié</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>55 coups par couche</p>  <p>Moule CBR</p> </div> </div>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	55	

**Tableau III.2:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 0/6 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)						
	0%	5%	8%	10%	12%	15%	20%
6.3	100	100	100	100	100	100	100
5	82	90	86	84	87	94	93
4	74	80	76	72	76	86	86
3.15	66	69	68	64	67	76	77
2	50	54	56	53	56	60	62
1	34	37	41	40	42	41	47
0.5	24	25	29	30	32	32	38
0.25	15	18	21	23	25	25	33
0.125	11	15	16	19	21	22	29
0.100	10	14	15	18	20	21	28
0.080	9	13	14	17	18	20	27
0.063	8	11	13	15	16	17	25

**Tableau III.3:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 0/6 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)						
	0%	5%	8%	10%	12%	15%	20%
6.3	100	100	100	100	100	100	100
5	82	85	89	89	89	89	94
4	74	78	79	80	80	80	88
3.15	66	68	70	71	71	72	79
2	50	54	55	57	58	57	64
1	34	38	39	41	41	42	46
0.5	24	26	26	31	30	30	34
0.25	15	17	19	25	23	22	26
0.125	11	14	15	20	18	18	22
0.100	10	13	14	19	17	17	21
0.080	9	12	13	17	16	16	20
0.063	8	11	12	16	15	15	18

**Tableau III.4:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 0/6 mm, compactés à teneurs en fines optimales (calcaires et argileuses).

$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)			
	avant compactage	compactée sans ajout	compactée à 10% de fines argileuses	compactée à 15% de fines calcaires
6.3	100	100	100	100
5	83	85	89	94
4	70	74	80	86
3.15	60	66	71	76
2	44	54	57	60
1	28	37	41	41
0.5	19	24	31	32
0.25	12	15	25	25
0.125	8	11	20	22
0.100	7	10	19	21
0.080	6	9	17	20
0.063	4	8	16	17

**Tableau III.5:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)						
	0%	5%	8%	10%	12%	15%	20%
10	100	100	100	100	100	100	100
8	81	82	79	89	89	90	91
6.3	39	42	41	48	49	55	61
5	23	26	27	31	34	39	47
4	18	21	23	26	29	33	42
3.15	14	18	19	23	25	29	38
2	10	13	16	19	21	24	33
1	6	9	13	15	17	20	28
0.5	4	7	11	13	15.2	18	26
0.25	3	6.2	10	12	14.2	17.1	25
0.125	2.4	5.7	9	11.6	13.6	16.5	24.4
0.100	2.2	5.4	8.7	11.3	13.5	16.3	24
0.080	2	5	8	11	13	15.4	23
0.063	1.8	4.5	7	9	12	14	20

**Tableau III.6:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)						
	0%	5%	8%	10%	12%	15%	20%
10	100	100	100	100	100	100	100
8	81	86	89	88	87	87	90
6.3	39	42	47	50	52	53	55
5	23	27	31	34	36	37	39
4	18	22	25	28	30	32	33
3.15	14	19	21	24	25	27	28
2	10	14	16	18	20	20	20
1	6	10	12	12	13	13	13
0.5	4	7	9	9	10	9	9
0.25	3	6	7	6.5	7.4	7	7
0.125	2.4	5.1	6.1	5.7	6.5	5.7	6
0.100	2.2	4.8	5.8	5.5	6.3	5.5	5.9
0.080	2	4.7	5.6	5.3	6	5.4	5.7
0.063	1.8	4	5	5	5	5	5

**Tableau III.7:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 6/10 mm, compactés à teneurs en fines optimales (calcaires et argileuses).

$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)			
	avant compactage	compactée sans ajout	compactée à 10% de fines argileuses	compactée à 15% de fines calcaires
10	100	100	100	100
8	72	81	88	90
6.3	6	39	50	55
5	1	23	34	39
4	-	18	28	33
3.15	-	14	24	29
2	-	10	18	24
1	-	6	12	20
0.5	-	4	9	18
0.25	-	3	6.5	17.1
0.125	-	2.4	5.7	16.5
0.100	-	2.2	5.5	16.3
0.080	-	2	5.3	15.4
0.063	-	1.8	5	14

**Tableau III.8:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 10/14 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires.

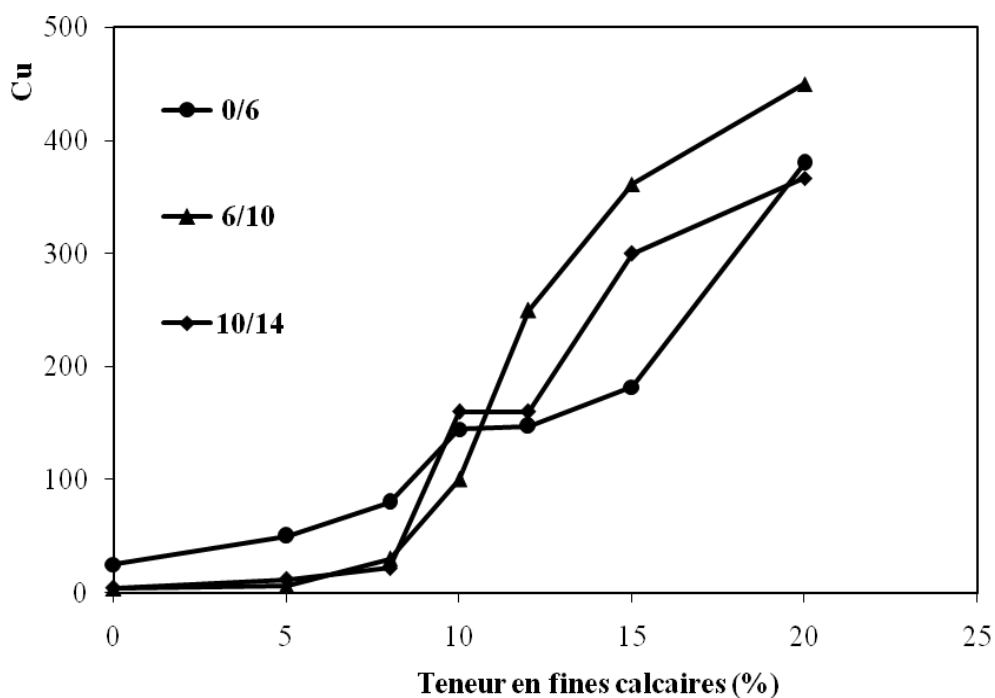
$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)						
	0%	5%	8%	10%	12%	15%	20%
14	100	100	100	100	100	100	100
10	40	42	43	43	43	49	53
8	25	28	29	31	32	37	42
6.3	19	23	24	26	28	32	38
5	15	20	21	23	25	29	35
4	13	18	19	21	23	26	33
3.15	11	16	17	19	21	24	31
2	8	13	14	17	19	22	28
1	5	10	11	15	16	19	26
0.5	4	8	10	14	14	18	25
0.25	2.3	7.2	9.2	13	13	17	24
0.125	2	6.7	8.8	12.1	12.6	16.4	23.6
0.100	1.6	6.5	8.6	12	12	16	23.2
0.080	1.5	6.3	8	11	11	15	22
0.063	1	5	6.5	8	9	12	16

**Tableau III.9:** Analyse granulométrique des échantillons de la classe 10/14 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses.

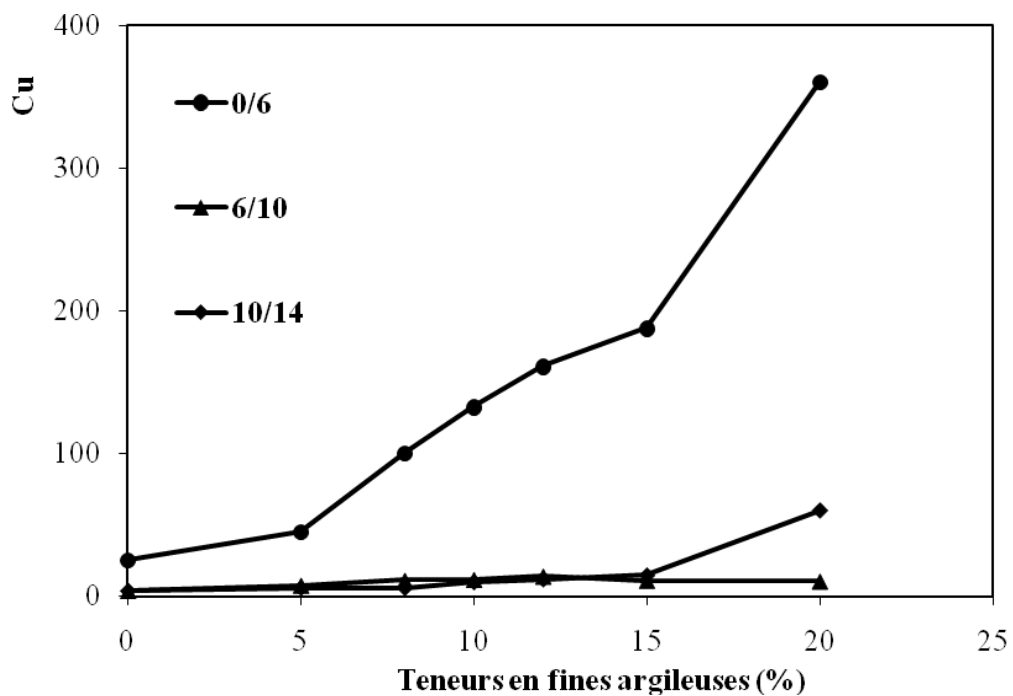
$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)						
	0%	5%	8%	10%	12%	15%	20%
14	100	100	100	100	100	100	100
10	40	35	40	42	43	50	48
8	25	23	28	30	31	38	37
6.3	19	19	22	25	26	32	33
5	15	16	18	21	22	28	30
4	13	15	15	19	20	26	28
3.15	11	13	13	17	18	23	26
2	8	10	10	13	14	18	23
1	5	7	6	9	10	11	16
0.5	4	5.4	4.7	7	7	8	14
0.25	2.3	4.1	3.5	5.5	5.4	6.2	11
0.125	2	3.5	2.9	5	5	5.3	9
0.100	1.6	3.3	2.7	4.6	4.4	5.1	8
0.080	1.5	3.2	2.6	4.4	4.2	5	7.7
0.063	1	3	2.2	3.4	3	3	3

**Tableau III.10:** *Analyse granulométrique des échantillons de la classe 10/14 mm, compactés à teneurs en fines optimales (calcaires et argileuses).*

$\Phi$ (mm)	Tamisats cumulés (%)			
	avant compactage	compactée sans ajout	compactée à 20% de fines argileuses	compactée à 20% de fines calcaires
<b>14</b>	99	100	100	100
<b>12.5</b>	56	-	-	-
<b>10</b>	4	40	48	53
<b>8</b>	1	25	37	42
<b>6.3</b>	-	19	33	38
<b>5</b>	-	15	30	35
<b>4</b>	-	13	28	33
<b>3.15</b>	-	11	26	31
<b>2</b>	-	8	23	28
<b>1</b>	-	5	16	26
<b>0.5</b>	-	4	14	25
<b>0.25</b>	-	2.3	11	24
<b>0.125</b>	-	2	9	23.6
<b>0.100</b>	-	1.6	8	23.2
<b>0.080</b>	-	1.5	7.7	22
<b>0.063</b>	-	1	3	16

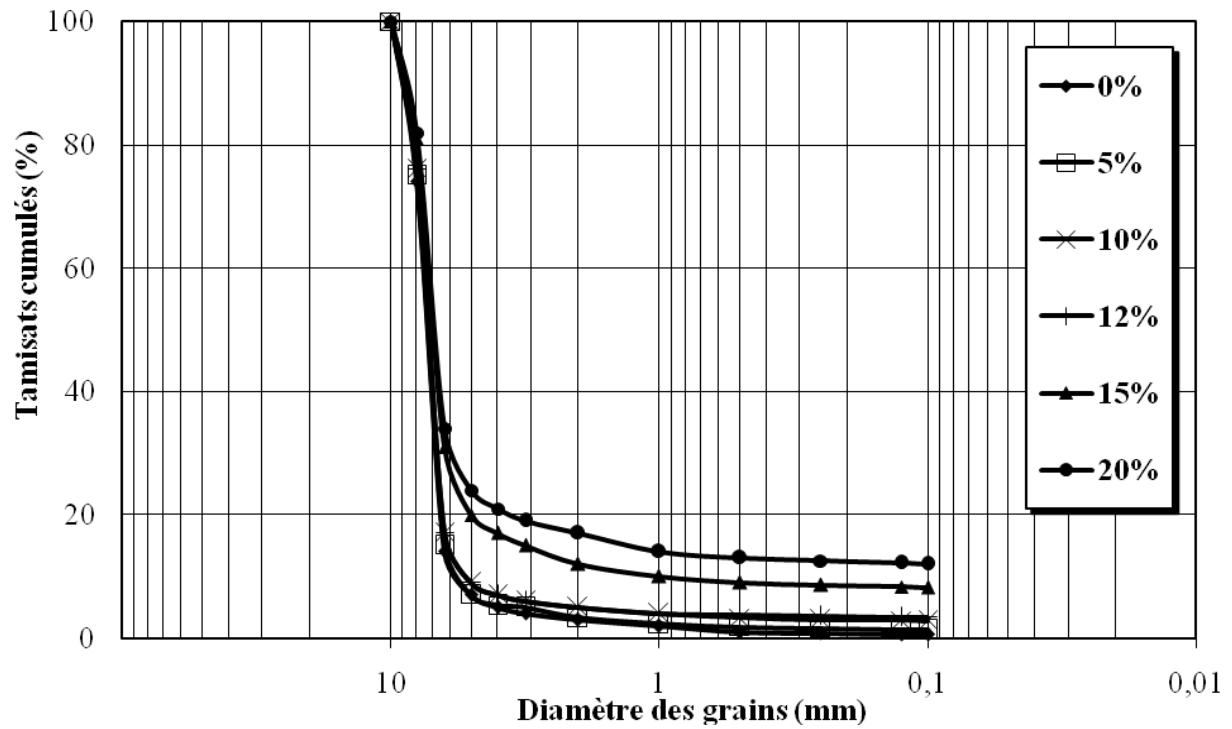


**Fig. III.1** : variation de Cu en fonction de la teneur en fines calcaires.

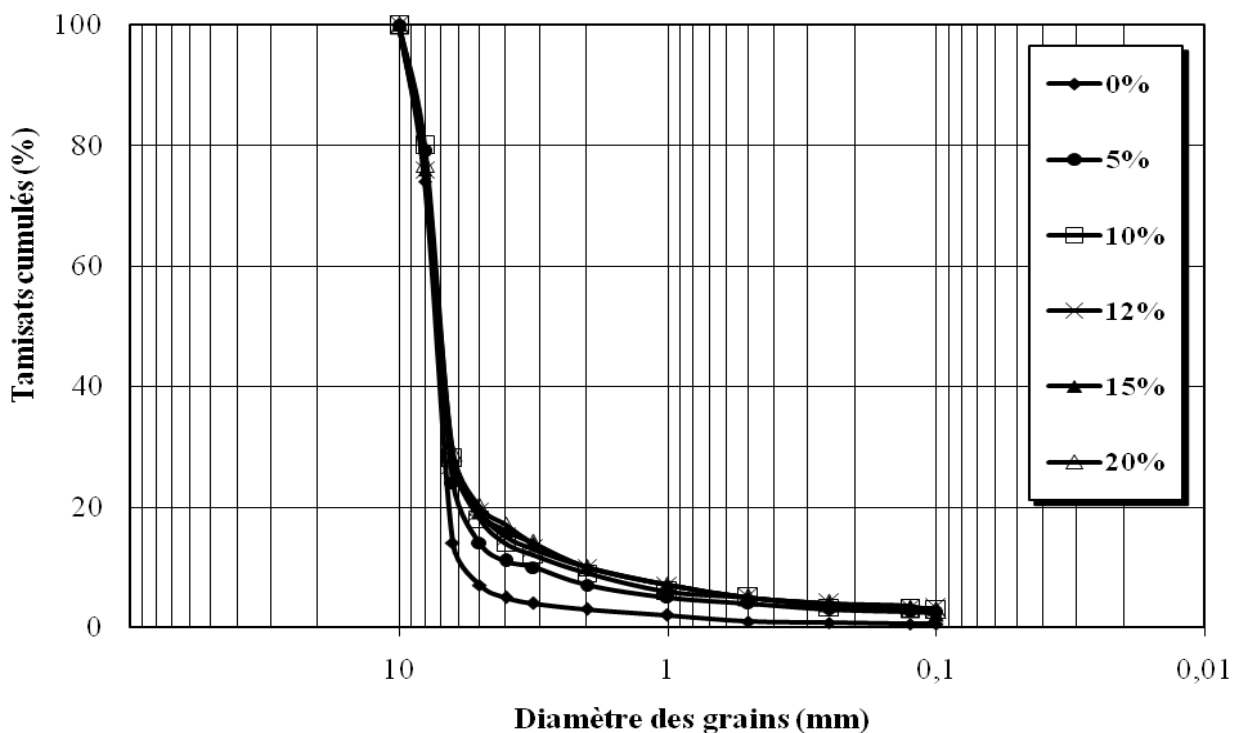


**Fig. III.2** : variation de Cu en fonction de la teneur en fines argileuses.

## ANNEXE IV



**Fig. IV.1** : étalements granulométriques des mélanges de la classe 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines calcaires, utilisés pour l'essai CBR.



**Fig. IV.2** : étalements granulométriques des mélanges de la classe 6/10 mm, compactés à différentes teneurs en fines argileuses, utilisés pour l'essai CBR.



Tableau IV.1.a : valeurs des indices CBR pour les mélanges de la série I-C.

Teneur en fines calcaires %	Teneur en eau %	Energie Proctor c/c	Enfoncement mm	Indice CBR (%)	
				immédiat	immergé
0	0	55	5	241.62	70.32
	W <sub>opm</sub>			108.2	115.4
5	0	55	5	156.87	91.96
	W <sub>opm</sub>			124.42	122.61
8	0	55	5	227.19	135.23
	W <sub>opm</sub>			160.48	215.74
10	0	55	5	144.25	56.80
	W <sub>opm</sub>			108.2	71.22
15	0	55	5	190.23	94.66
	W <sub>opm</sub>			93.76	111.79
20	0	55	5	201.05	82.04
	W <sub>opm</sub>			91.96	87.45

Tableau IV.1.b : valeurs des indices CBR pour les mélanges de la série 1-A.

Teneur en fines argileuses %	Teneur en eau %	Energie Proctor c/c	Enfoncement mm	Indice CBR (%)	
				immédiat	immergé
0	0	55	5	241.62	70.32
	W <sub>opm</sub>			108.2	115.4
5	0	55	5	119.9	45.08
	W <sub>opm</sub>			43.27	138.84
8	0	55	5	227.19	68.52
	W <sub>opm</sub>			245.22	192.93
10	0	55	5	120.81	15.33
	W <sub>opm</sub>			7.21	34.26
15	0	55	5	125.32	27.05
	W <sub>opm</sub>			6.31	28.85
20	0	55	5	234.4	37.87
	W <sub>opm</sub>			70.32	29.75

Tableau IV.2.a : valeurs des indices CBR pour les mélanges de la série 2-C.

Teneur en fines calcaires %	Teneur en eau %	Energie Proctor c/c	Enfoncement mm	Indice CBR (%)	
				immédiat	immergé
0	0	55	5	125.32	102.78
	W <sub>opm</sub>			74.83	85.65
5	0	55	5	156.87	139.74
	W <sub>opm</sub>			115.40	103.68
10	0	55	5	166.79	117.20
	W <sub>opm</sub>			186.62	178.51
12	0	55	5	220.88	125.32
	W <sub>opm</sub>			189.33	162.28
15	0	55	5	278.58	166.79
	W <sub>opm</sub>			166.79	113.60
20	0	55	5	251.53	155.97
	W <sub>opm</sub>			198.34	135.23

Tableau IV.2.b : valeurs des indices CBR pour les mélanges de la série 2-A.

Teneur en fines argileuses %	Teneur en eau %	Energie Proctor c/c	Enfoncement mm	Indice CBR (%)	
				immédiat	immergé
0	0	55	5	125.32	102.78
	W <sub>opm</sub>			74.83	85.65
5	0	55	5	164.98	120.81
	W <sub>opm</sub>			152.36	186.62
10	0	55	5	182.11	72.12
	W <sub>opm</sub>			200.15	274.07
12	0	55	5	169.49	31.55
	W <sub>opm</sub>			217.28	175.80
15	0	55	5	171.30	54.09
	W <sub>opm</sub>			192.93	226.29
20	0	55	5	184.82	45.08
	W <sub>opm</sub>			153.26	21.64

Tableau IV.3.a : valeurs des indices CBR pour les mélanges de la série 3-C.

Teneur en fines calcaires %	Teneur en eau %	Energie Proctor c/c	Enfoncement mm	Indice CBR (%)	
				immédiat	immergé
0	0	55	5	152.36	148.76
	W <sub>opm</sub>			158.67	176.70
5	0	55	5	171.30	106.38
	W <sub>opm</sub>			174.90	94.66
10	0	55	5	233.50	108.20
	W <sub>opm</sub>			37.87	112.69
12	0	55	5	214.57	99.17
	W <sub>opm</sub>			158.67	202.85
15	0	55	5	204.65	133.43
	W <sub>opm</sub>			184.82	246.12
20	0	55	5	205.55	65.81
	W <sub>opm</sub>			174.00	52.29

Tableau IV.3.b : valeurs des indices CBR pour les mélanges de la série 3-A.

Teneur en fines argileuses %	Teneur en eau %	Energie Proctor c/c	Enfoncement mm	Indice CBR (%)	
				immédiat	immergé
0	0	55	5	152.36	148.76
	W <sub>opm</sub>			158.67	176.70
5	0	55	5	134.33	60.40
	W <sub>opm</sub>			212.77	175.80
10	0	55	5	154.17	45.98
	W <sub>opm</sub>			97.37	183.92
12	0	55	5	135.23	25.24
	W <sub>opm</sub>			237.11	254.24
15	0	55	5	168.59	46.88
	W <sub>opm</sub>			171.30	155.07
20	0	55	5	180.31	12.62
	W <sub>opm</sub>			143.35	120.81

**Tableau IV.4 :** *Variation de I.CBR immersion des échantillons de la fraction 0/6, en fonction de l'énergie de compactage.*

Energie de compactage (c/c)	Teneurs en fines calcaires (%)					
	0	5	8	10	15	20
10	39.67	36.96	64.00	9.02	12.62	14.88
25	68.52	94.66	146.05	31.55	80.24	52.29
55	115.40	122.61	215.74	71.22	111.79	87.45

**Tableau IV.5 :** *Variation de I.CBR immersion des échantillons de la fraction 0/6, en fonction de l'énergie de compactage.*

Energie de compactage (c/c)	Teneurs en fines argileuses (%)					
	0	5	8	10	15	20
10	39.67	42.37	21.64	45.98	63.11	8.11
25	68.52	66.72	103.68	34.26	23.44	30.65
55	115.40	138.84	192.93	34.26	28.85	29.75

**Tableau IV.6 :** *Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la fraction 6/10, en fonction de l'énergie de compactage.*

Energie de compactage (c/c)	Teneurs en fines calcaires (%)					
	0	5	10	12	15	20
10	45.08	27.95	62.21	68.52	49.59	36.96
25	61.31	64.91	90.16	100.07	64.91	57.70
55	85.65	103.68	178.51	162.28	113.60	135.23

**Tableau IV.7 :** *Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la fraction 6/10, en fonction de l'énergie de compactage.*

Energie de compactage (c/c)	Teneurs en fines argileuses (%)					
	0	5	10	12	15	20
10	45.08	54.09	70.32	74.38	55.45	9.92
25	61.31	104.58	124.42	116.30	88.35	17.13
55	85.65	186.62	274.07	175.80	226.29	21.64

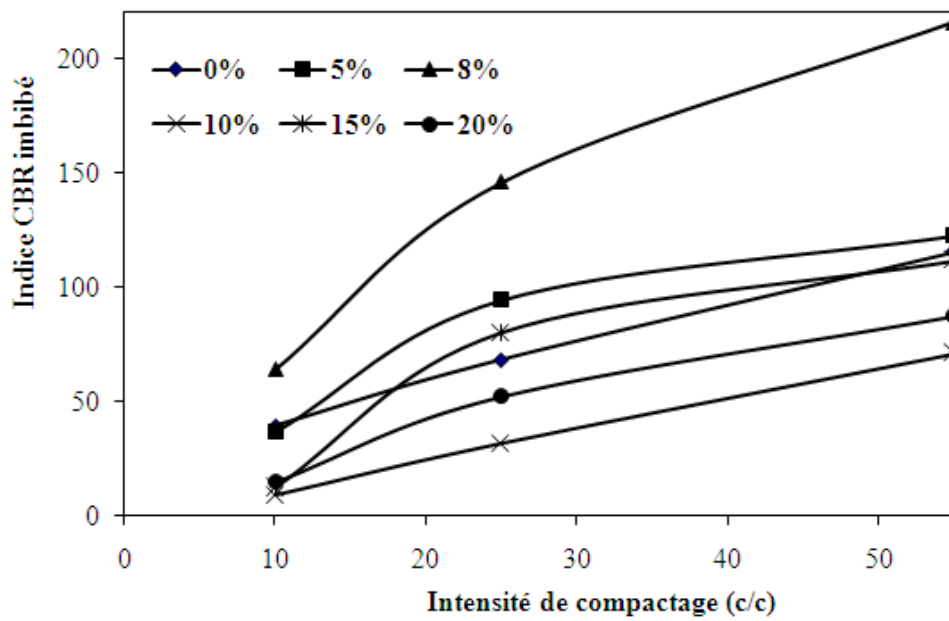
**Tableau IV.8 :** *Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la fraction 10/14, en fonction de l'énergie de compactage.*

Energie de compactage (c/c)	Teneurs en fines calcaires (%)					
	0	5	10	12	15	20
10	54.09	45.08	79.34	94.66	121.71	29.75
25	110.89	69.42	85.65	157.77	161.38	46.88
55	176.70	94.66	112.69	202.85	246.12	52.29

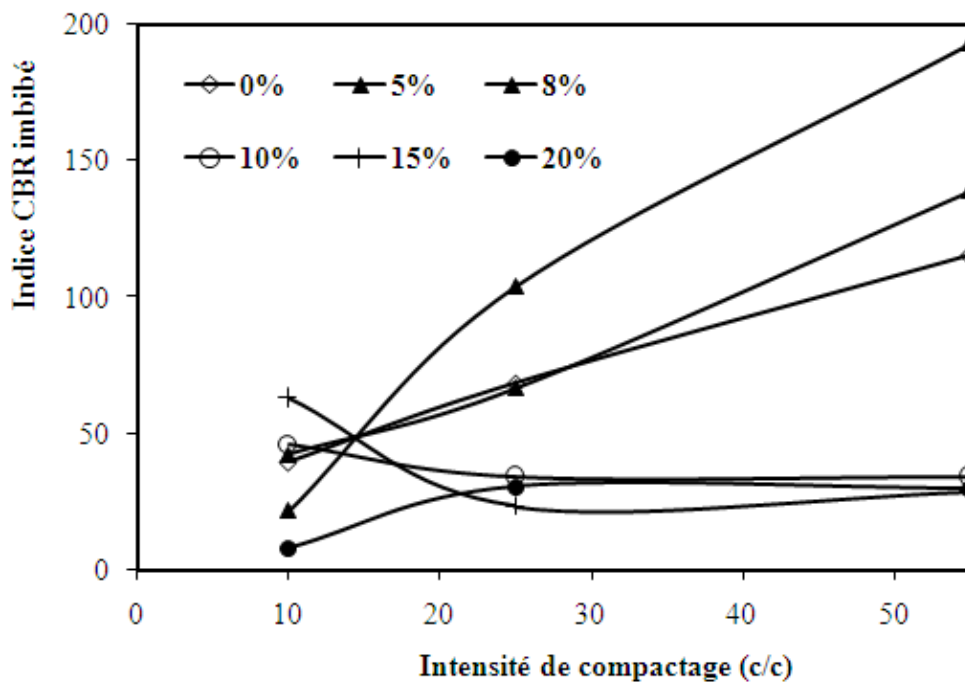
**Tableau IV.9 :** *Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la fraction 10/14, en fonction de l'énergie de compactage.*

Energie de compactage (c/c)	Teneurs en fines argileuses (%)					
	0	5	10	12	15	20
10	54.09	64.01	84.75	47.78	72.12	14.43
25	110.89	116.30	189.33	158.67	137.04	126.22
55	176.70	175.80	183.92	254.24	155.07	120.81

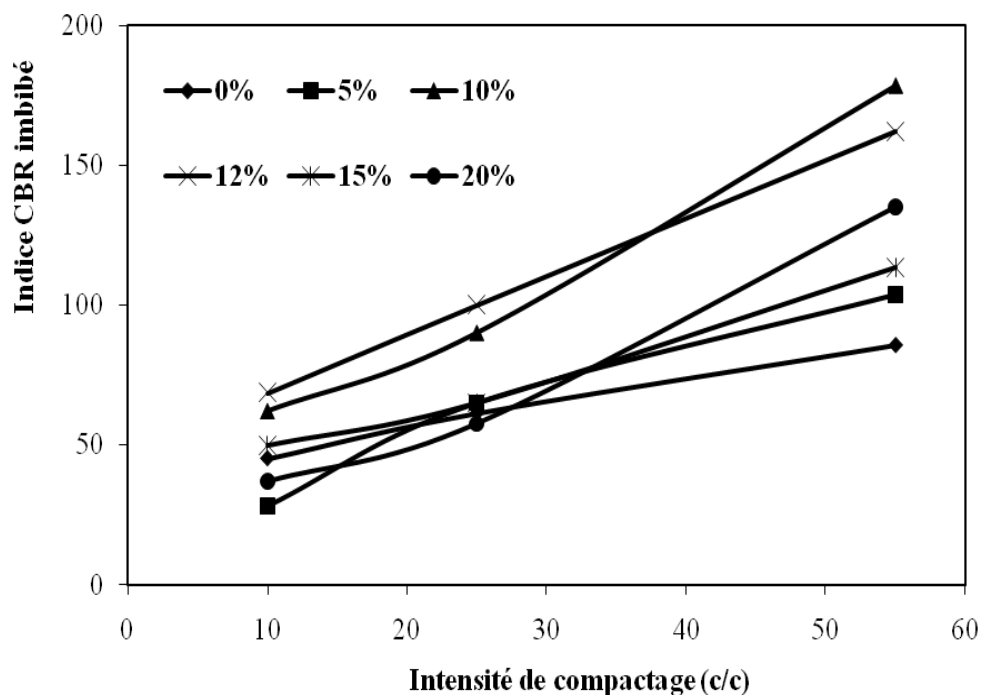




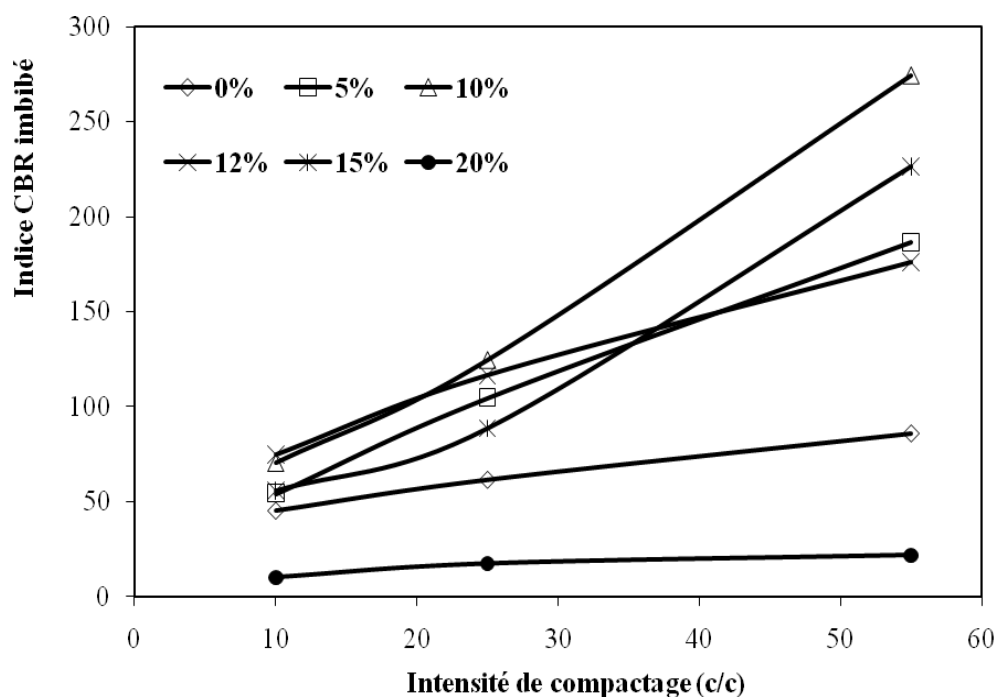
**Fig. IV.3:** Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la classe 0/6, compactés à différentes teneurs en fines calcaires, en fonction de l'énergie de compactage.



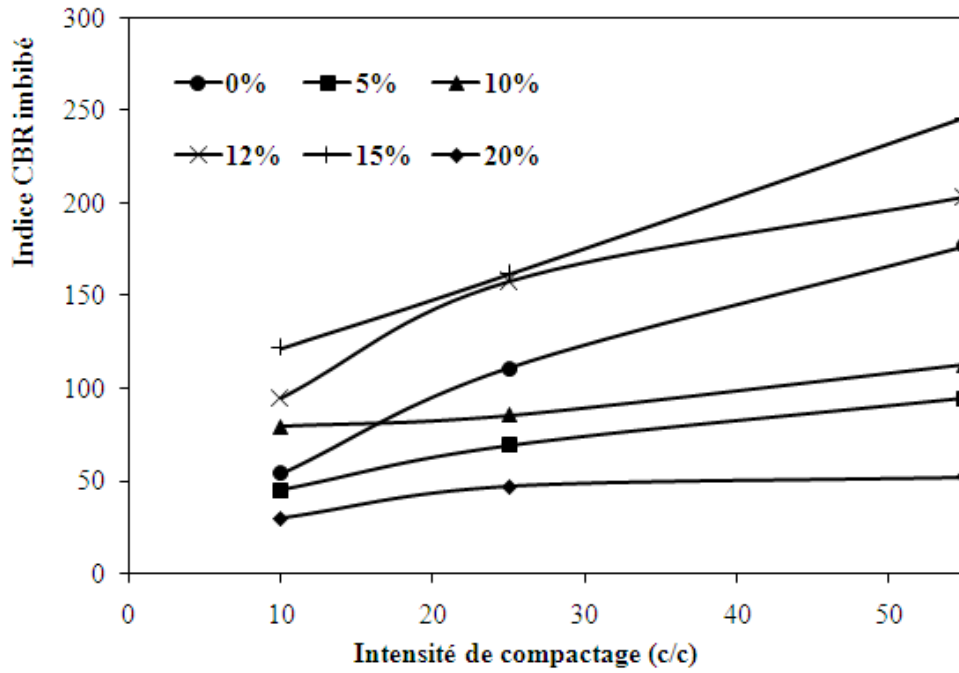
**Fig. IV.4:** Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la classe 0/6, compactés à différentes teneurs en fines argileuses, en fonction de l'énergie de compactage.



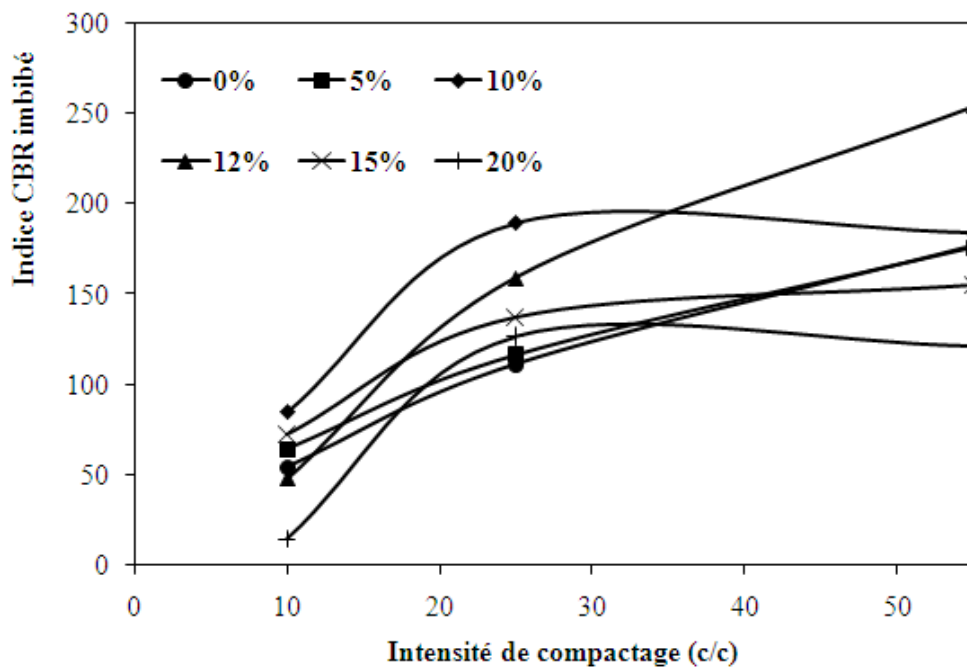
**Fig. IV.5 :** Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la classe 6/10, compactés à différentes teneurs en fines calcaires, en fonction de l'énergie de compactage.



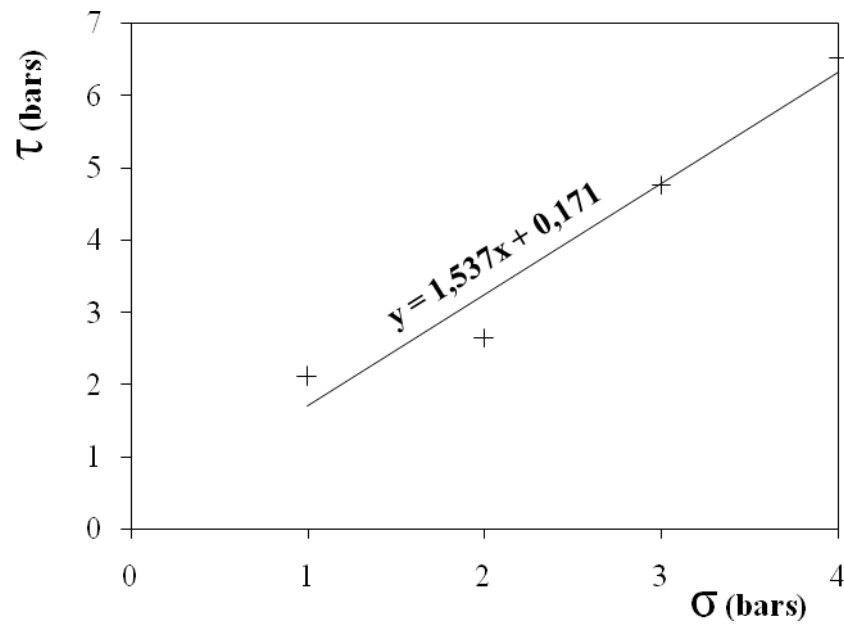
**Fig. IV.6 :** Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la classe 6/10, compactés à différentes teneurs en fines argilleuses, en fonction de l'énergie de compactage.



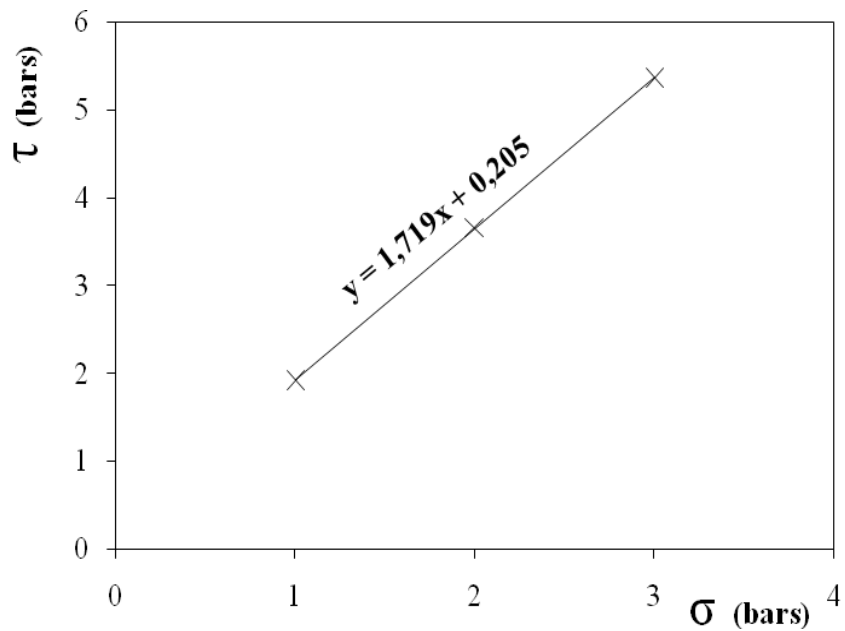
**Fig. IV.7 :** Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la classe 10/14, compactés à différentes teneurs en fines calcaires, en fonction de l'énergie de compactage.



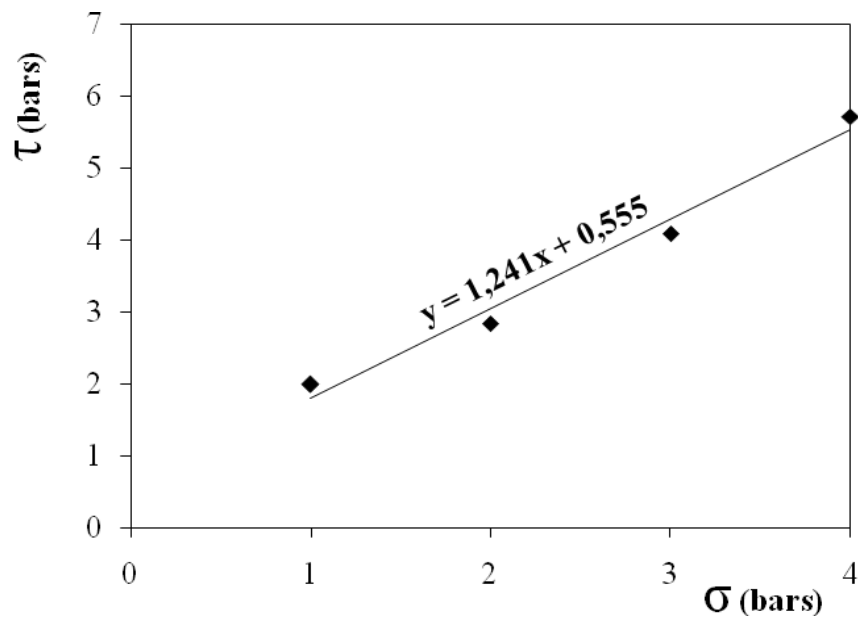
**Fig. IV.8 :** Variation de l'indice CBR imbibé des échantillons de la classe 10/14, compactés à différentes teneurs en fines argileuses, en fonction de l'énergie de compactage.

**ANNEXE V**

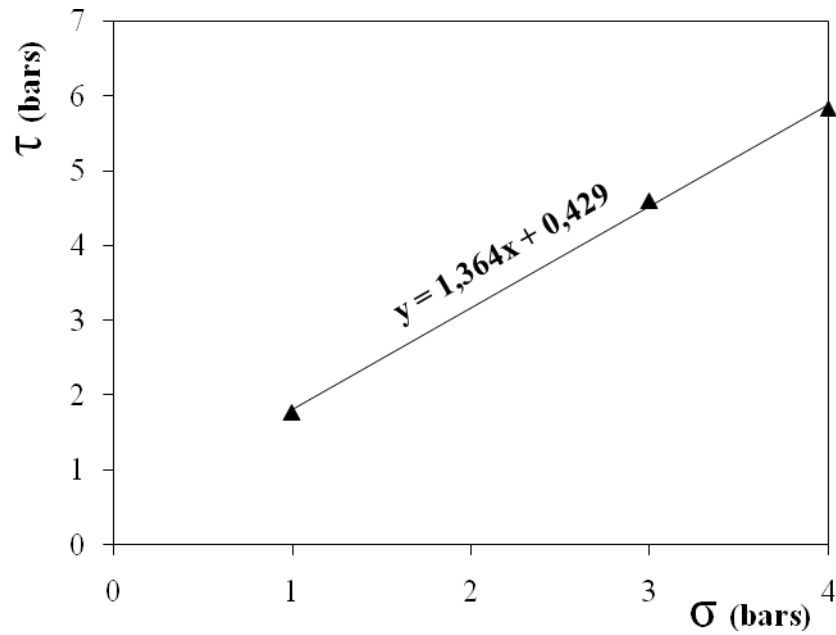
**Fig. V.1 :** *courbe intrinsèque des mélanges compactés sans ajout de fines.*



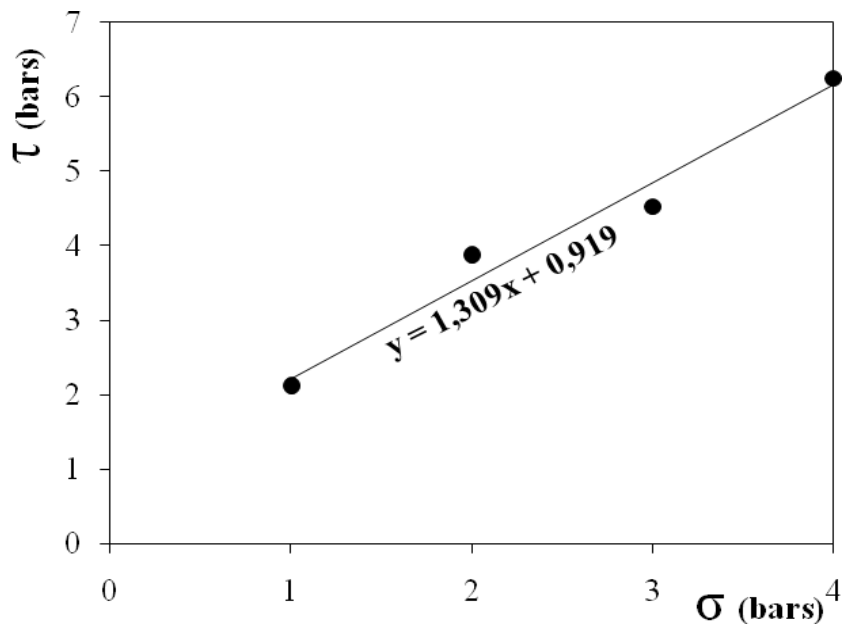
**Fig. V.2 :** *courbe intrinsèque des mélanges compactés à 5% de fines calcaires.*



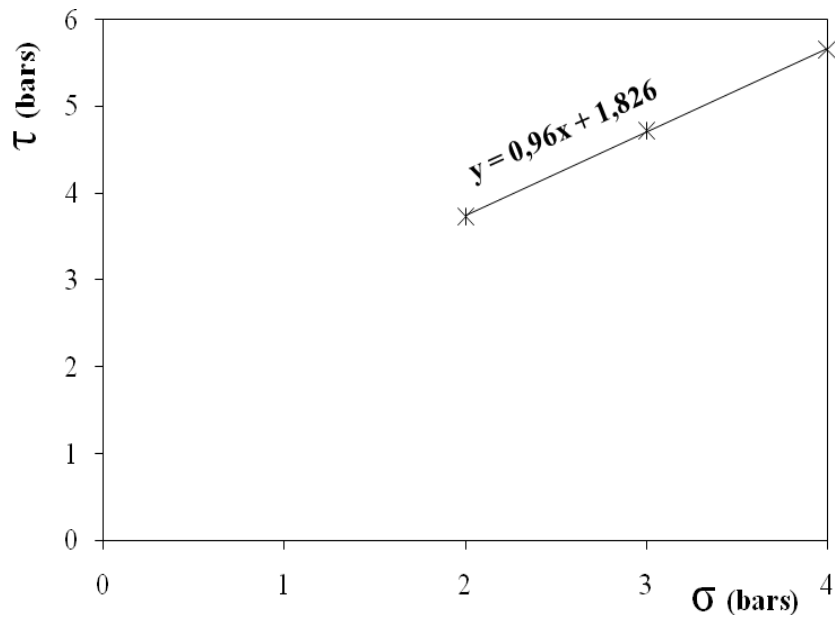
**Fig. V.3 :** courbe intrinsèque des mélanges compactés à 8% de fines calcaires.



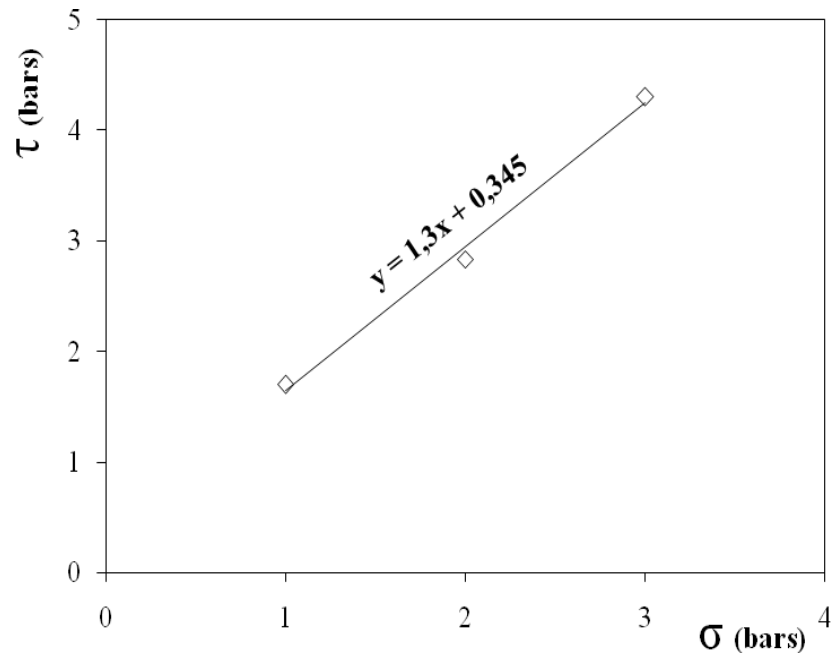
**Fig. V.4 :** courbe intrinsèque des mélanges compactés à 10% de fines calcaires.



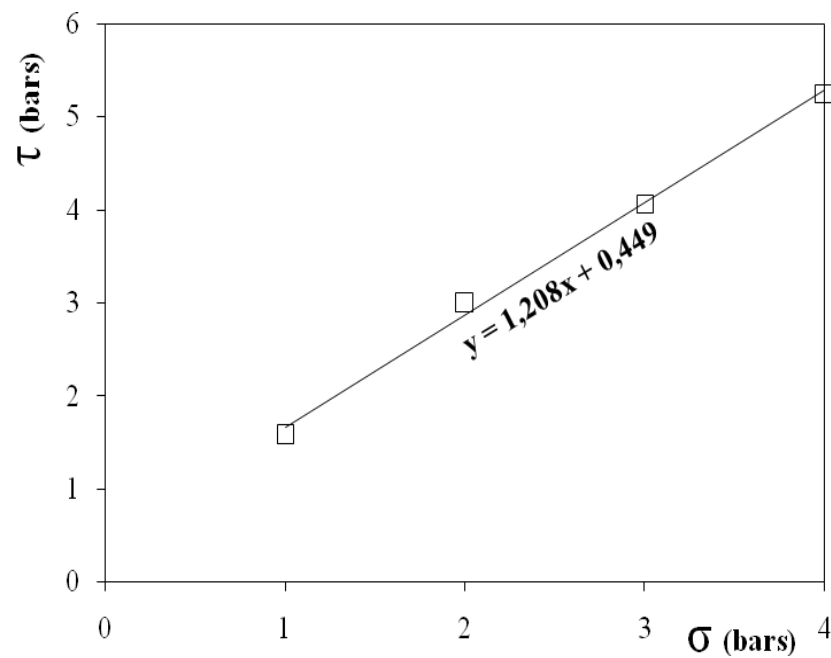
**Fig. V.5 :** *courbe intrinsèque des mélanges compactés à 15% de fines calcaires.*



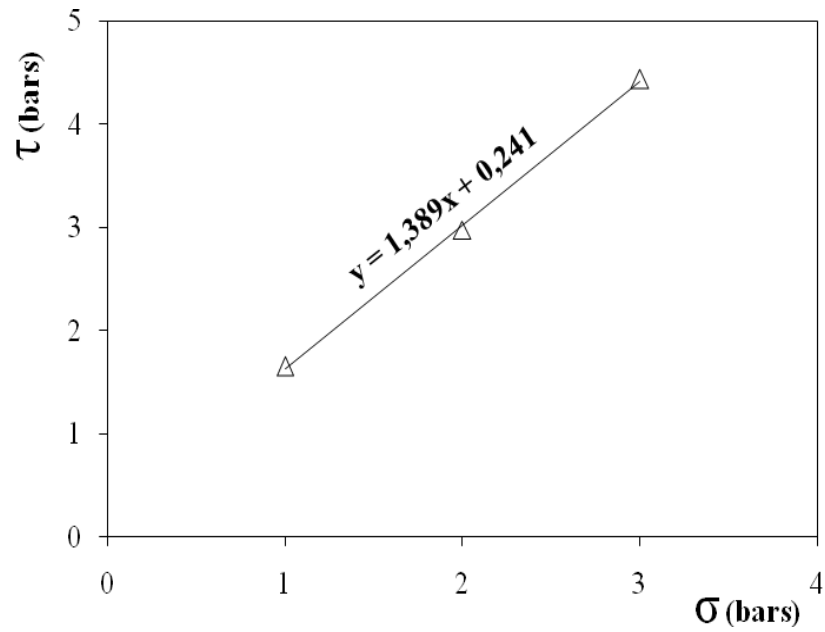
**Fig. V.6 :** *courbe intrinsèque des mélanges compactés à 20% de fines calcaires.*



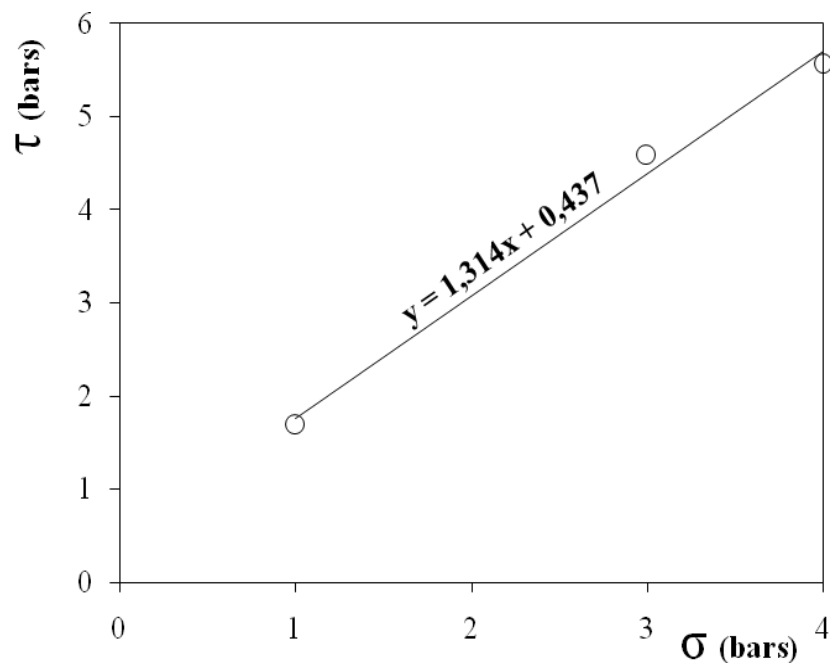
**Fig. V.7 :** *courbe intrinsèque des mélanges compactés à 5% de fines argileuses.*



**Fig. V.8 :** *courbe intrinsèque des mélanges compactés à 8% de fines argileuses.*



**Fig. V.9 :** courbe intrinsèque des mélanges compactés à 10% de fines argileuses.



**Fig. V.10 :** courbe intrinsèque des mélanges compactés à 15% de fines argileuses.



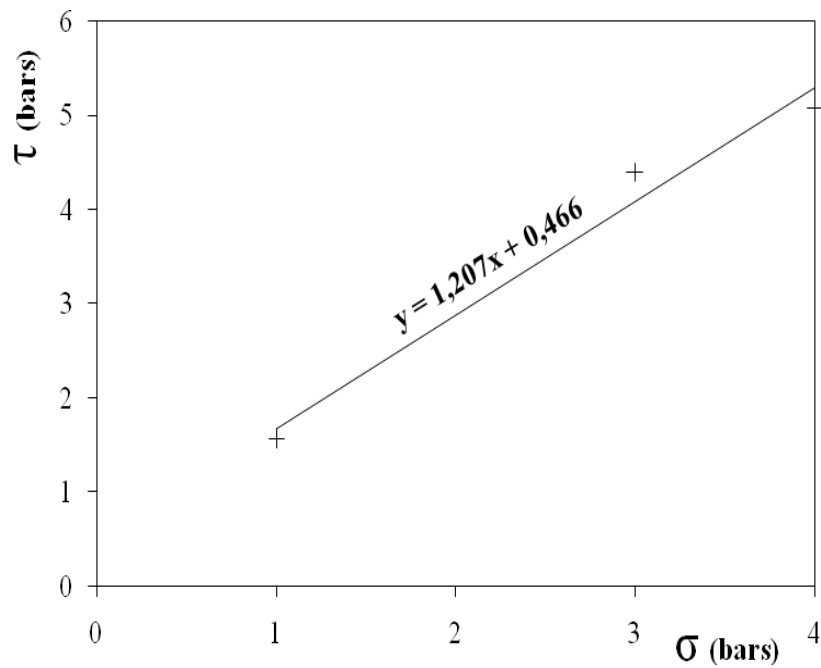


Fig. V.11 : courbe intrinsèque des mélanges compactés à 20% de fines argileuses.

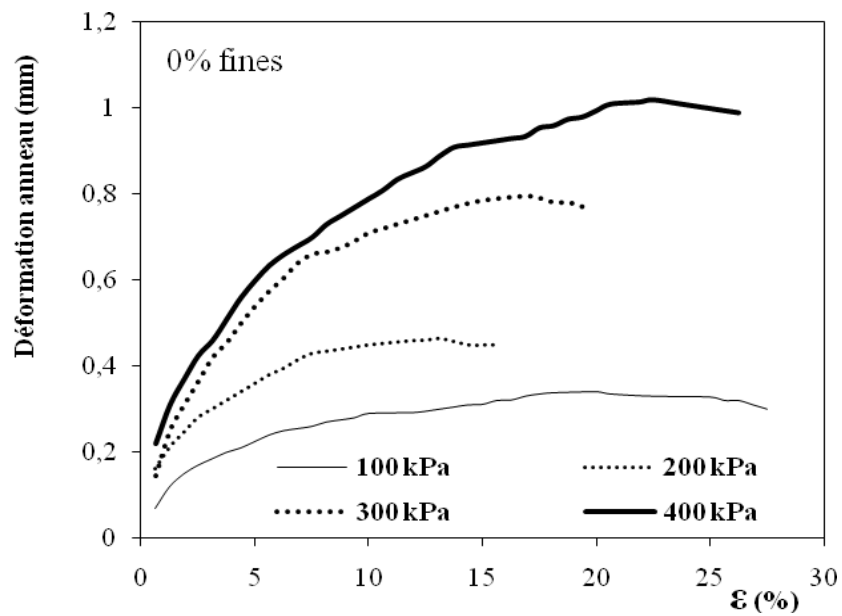


Fig. V.12 : courbes contrainte-déformation des mélanges sans ajout de fines.

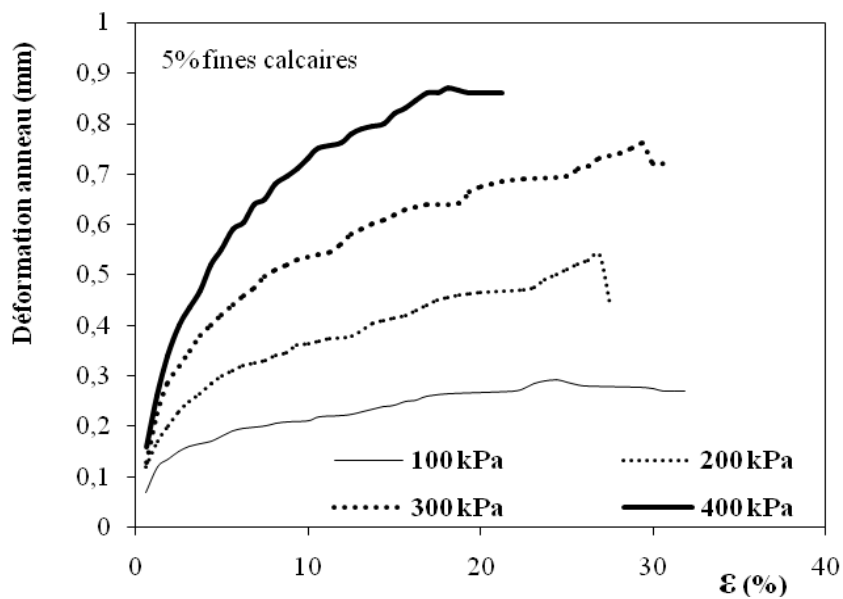


Fig. V.13 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 5% de fines calcaires.

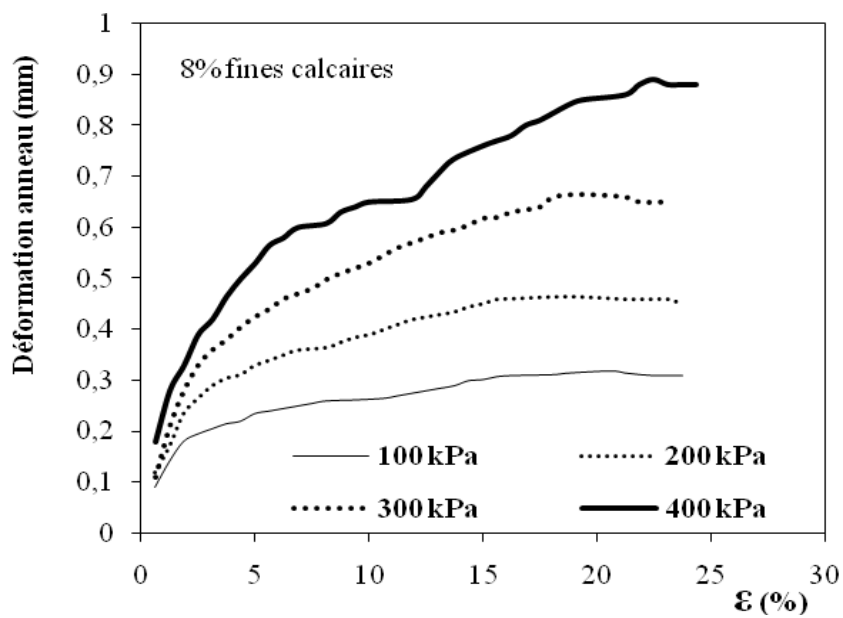


Fig. V.14 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 8% de fines calcaires.

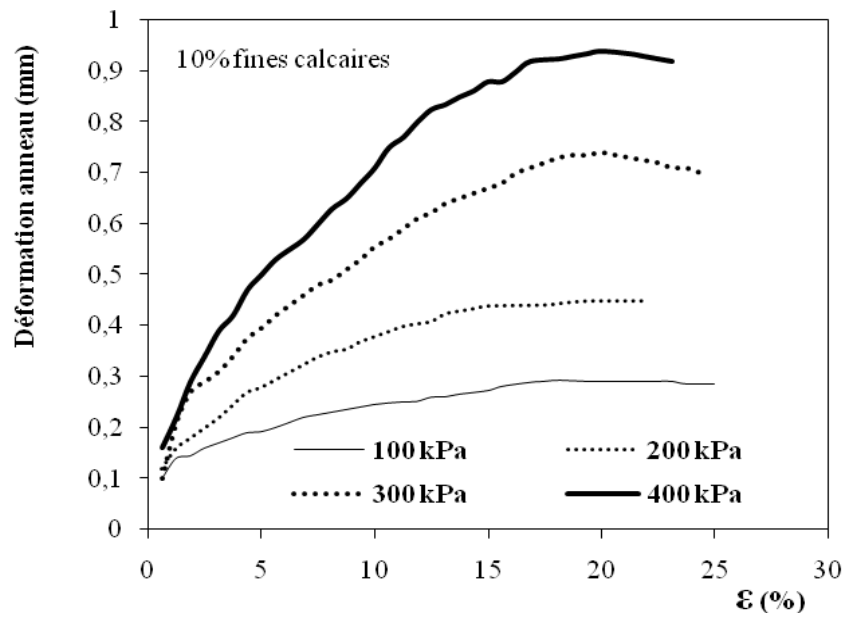


Fig. V.15 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 10% de fines calcaires.

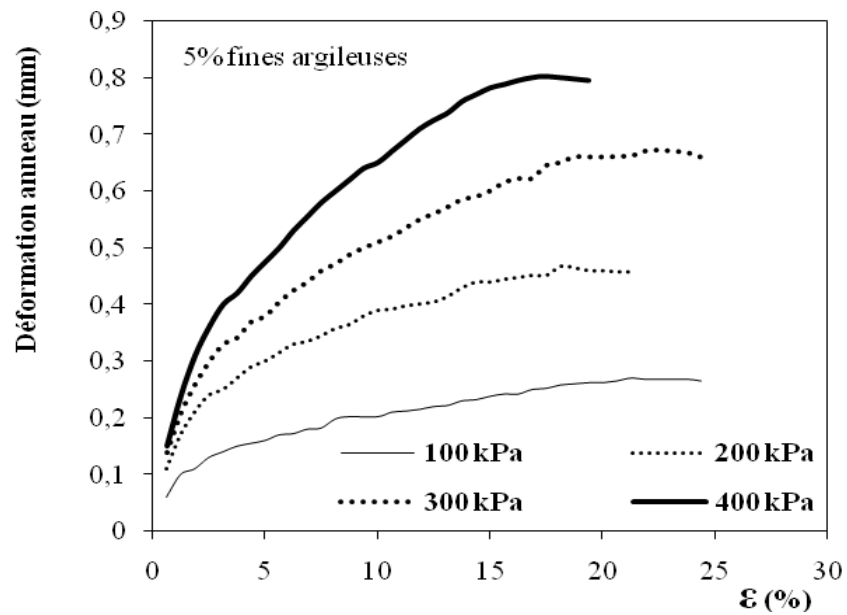


Fig. V.16 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 5% de fines argileuses.

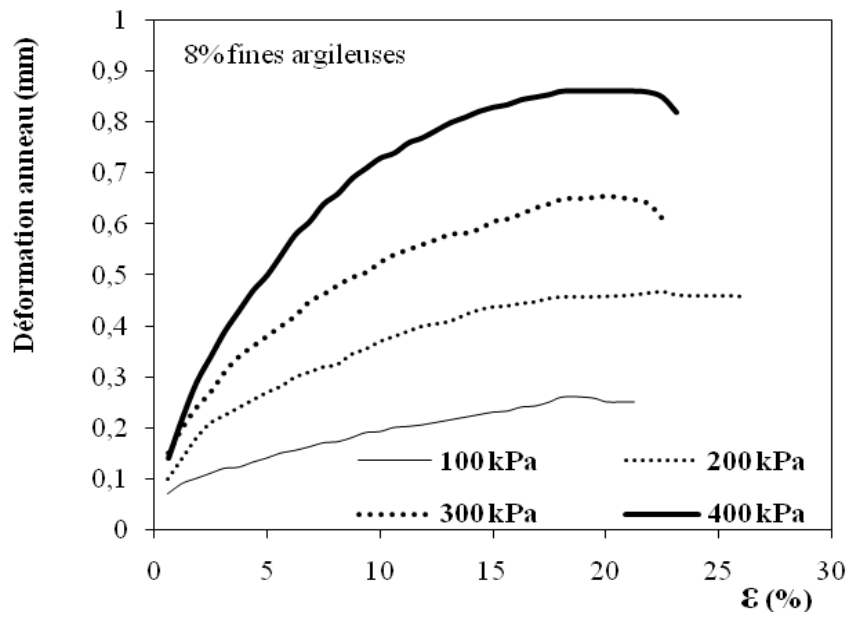


Fig. V.17 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 8% de fines argileuses.

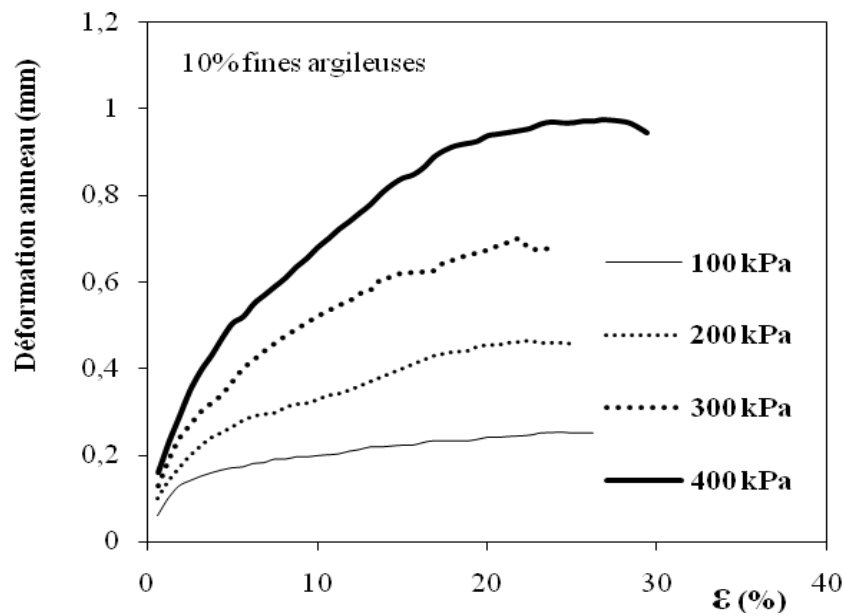


Fig. V.18 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 10% de fines argileuses.

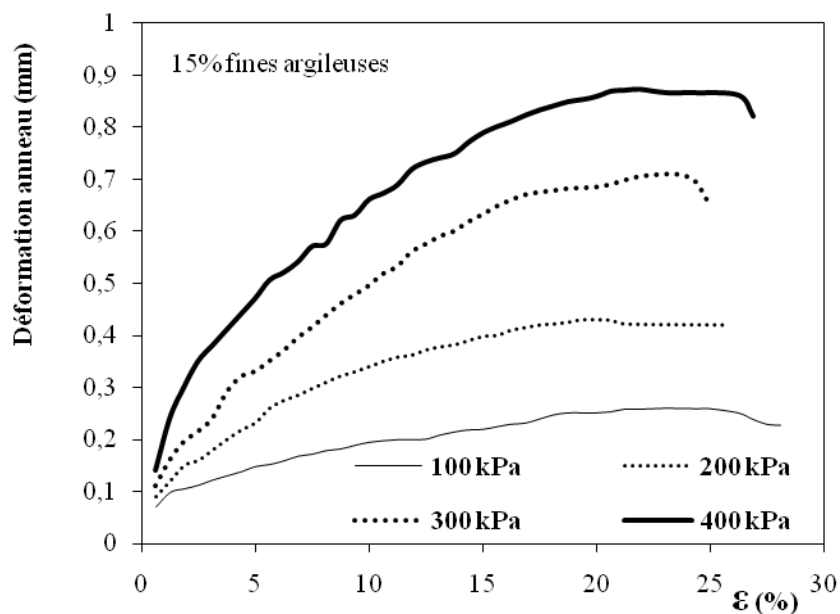


Fig. V.19 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 15% de fines argileuses.

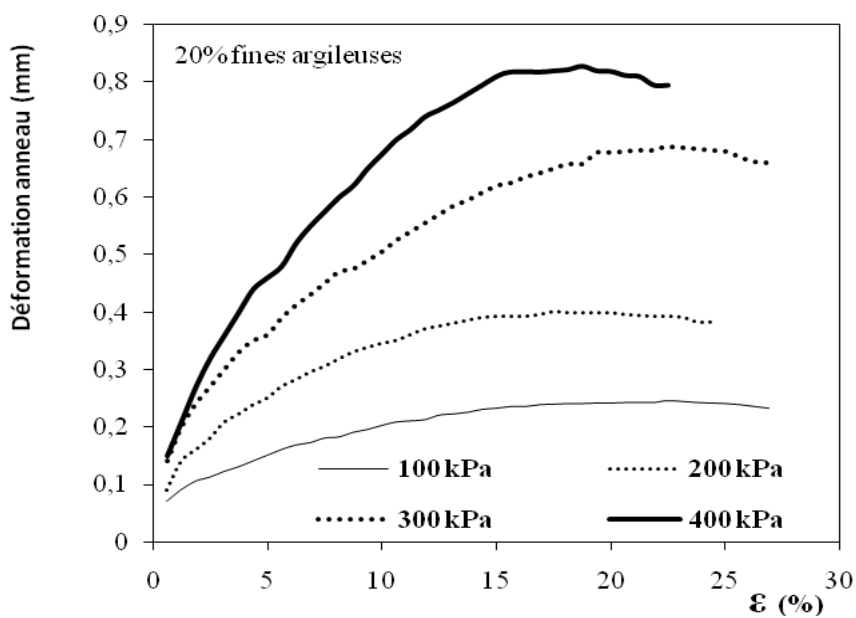


Fig. V.20 : courbes contrainte-déformation des mélanges à 20% de fines argileuses.